UNIVERSITÉ DE TOURS

ÉCOLE DOCTORALE : Sciences de la Société : Territoires, Economie et Droit - SSTED

UMR 7324 CNRS – CITERES - DATE

THÈSE présentée par :

Jules LE GUERN

soutenue le : **07 décembre 2021**

pour obtenir le grade de : **Docteur de l'université de Tours**

Discipline/ Spécialité : Sciences de l'Environnement / Sédimentologie fluviatile

Morphodynamique d'un lit fluviatile sablo-graveleux :

méthodes acoustiques de quantification de la charge de fond et analyse des interactions des formes du lit dans les chenaux ligériens

THÈSE dirigée par :

M. RODRIGUES Stéphane	Professeur, Université de Tours
M. TASSI Pablo	Ingénieur - Chercheur, EDF R&D LNHE / LHSV

RAPPORTEURS :

M. CAMENEN Benoît	Directeur de recherche, INRAE Lyon
M. CRAVE Alain	Chargé de recherche CNRS HDR, Université de Rennes 1

JURY :

M. CAMENEN Benoît - Président -	Directeur de recherche, INRAE Lyon
M. CLAUDIN Philippe	Directeur de recherche CNRS, ESPCI Paris
M. CRAVE Alain	Chargé de recherche CNRS HDR, Université de Rennes 1
Mme. CROSATO Alessandra	Professeure associée, IHE Delft / TU Delft
M. RODRIGUES Stéphane	Professeur, Université de Tours
Mme. TAL Michal	Maitresse de Conférence, Université Aix-Marseille
M. TASSI Pablo	Ingénieur - Chercheur, EDF R&D LNHE / LHSV

MEMBRE INVITE :

M. LE QUILLEC Régis	Ingénieur Divisionnaire des TPE, Agence de l'Eau Loire Bretagne

A mes enfants Ziane, Léon et demi-portion♥pour mes absences♥

A ma femme♥pour son soutien inconditionnel♥

Résumé

L'incision des systèmes fluviatiles constatée de manière généralisée en Europe, est le résultat de politiques d'aménagement des cours d'eau et d'exploitation de leurs ressources. Ces processus engendrent des dysfonctionnements qui ont un impact non négligeable sur la morphodynamique des systèmes fluviaux. Cette dernière est largement influencée par la dynamique des formes du lit. Dans les grands systèmes sablo-graveleux, ces objets sont principalement représentés par les barres sédimentaires et les dunes ; ces deux échelles de formes pouvant coexister. Leur présence illustre et influence les processus hydro-sédimentaires en conditionnant la distribution transversale et longitudinale du transit de la charge de fond. Les formes du lit doivent donc être prises en compte pour atteindre une estimation consolidée des flux solides malgré les difficultés techniques associées au déploiement des méthodes classiques (*e. g.* échantillonneurs isocinétiques).

L'apport des outils acoustiques passifs et actifs (hydrophone et aDcp) dans ce domaine s'est avéré prometteur en permettant d'optimiser la méthode de quantification de la charge de fond et en apportant une meilleure discrétisation des flux grâce notamment à la réalisation de cartographies acoustiques à l'échelle des barres sédimentaires. La calibration de ces outils à partir des échantillonneurs isocinétiques a permis d'étendre le domaine d'application de l'hydrophone, auparavant cantonné à l'étude des rivières à charge grossière et à forte pente, aux grandes rivières sablo-graveleuse de plaine telles que la Loire. Ces outils se sont révélés d'une précision satisfaisante pour décrire la variation des flux liés à la présence des macroformes (barres) et des mésoformes (dunes). D'autre part, le programme de restauration du lit de la Loire aval (Contrat pour la Loire et ses Annexes), auquel s'adosse ce travail de thèse, nécessite l'acquisition de connaissances sur les flux solides à l'entrée du bief estuarien. Les mesures réalisées ont permis l'établissement d'une courbe de tarage solide qui permet la quantification du charriage annuel en amont du secteur visé par ce programme. La comparaison avec les lois de tarages préexistantes montre une décroissance des flux vers l'aval sans toutefois tenir compte des éventuels effets de site et du phasage des crues.

Au sein des systèmes sablo-graveleux, il apparait que les barres sédimentaires peuvent être considérées comme des acteurs de la dynamique sédimentaire en assurant une déflection des écoulements pouvant se solder par érosion latérale des barres environnantes. Leur présence conditionne également la distribution et la géométrie des sous-chenaux de basses eaux pouvant mener à l'apparition de barres secondaires. Ces formes du lit se sont révélées interagir avec les formes environnantes de même échelle, mais aussi avec les dunes qui leur sont superposées. Les caractéristiques géométriques des barres (pente de la face aval et hauteur relative) permettent une action plus importante de ces dernières sur les écoulements. Elles influencent de manière significative les vitesses transversales et longitudinales. Ce paramètre étant un des paramètres de contrôle de la formation des dunes superposées, les barres sont donc en mesure d'influencer la morphologie des dunes. Cependant, l'évolution de la géométrie des dunes sur les barres demeure difficilement interprétable du fait du jeu complexe des différentes variables impliquées.

Mots-clés : morphodynamique, barre sédimentaire, dune, transport solide, charriage, acoustique, interactions, déflection, lit sablo-graveleux.

Abstract

The incision of river systems, observed throughout Europe, results of river training policies and exploitation of their resources. These processes trigger environmental problems that might have a significant impact on river morphodynamics. The latter is closely related to bedform dynamics. In large sandy-gravel systems, sediment transport is mainly illustrated by bars and dunes. According to flow and sediment characteristics, these bedforms may coexist, conditioning both transverse and longitudinal distribution of bedload transport. Bedforms must therefore be taken into account to correctly estimate sediment transport fluxes on a river reach.

The application of passive and active acoustic tools (hydrophone and aDcp) has evidenced promising results, by optimizing the methods commonly used to quantify bedload transport, and by providing a better discretization of sediment fluxes. The domain of applicability of hydrophones has been extended from coarse sediments and steep slope fluvial environments to large sandy-gravel-bed rivers. These tools have also proven to be accurate enough to measure the variation of sediment fluxes on macroforms (bars) and mesoforms (dunes). In the framework of the bed restoration program of the downstream reaches of the Loire River (*Contrat pour la Loire et ses Annexes*), a large dataset of sediment transport measurements has been captured at the entrance of the estuary. These measurements allowed to determine a sediment rating curve for quantifying the annual bedload transport in the study area. Comparisons with existing rating curves shows a downstream decreasing trend of bedload sediment fluxes.

Bars developed in sandy-gravel systems influence the sedimentary dynamics by inducing a flow deflection that can result in lateral erosion of the neighboring bars. Their presence also modifies the distribution and geometry of the low flow channels, leading to the formation of secondary bars. These bedforms have been shown to interact with neighboring bedforms and with superimposed dunes. Geometrical characteristics of bars (*e.g.* lee face slope and amplitude) significantly influence flow velocities (in both streamwise and crosswise directions). This behavior explains the influence of bars on the formation of superimposed dunes. Conversely, no satisfactory explanation has been found to explain the influence of superimposed dunes on bar dynamics.

Keywords: morphodynamics, bar, dune, sediment transport, bedload, acoustics, interactions, deflection, sandy-gravel-bed.

Remerciements

Pour vous lecteur, ce n'est que le début de la découverte de ce manuscrit. Pour moi, il est enfin venu le temps de conclure le travail accompli au cours de ces quatre années riches en termes d'apprentissages et de rencontres.

La première personne qu'il me vient à l'esprit de remercier est mon directeur de thèse et néanmoins ami, Stéphane. Je te serai éternellement reconnaissant pour m'avoir offert la possibilité de vivre cette expérience humaine hors du commun qu'est la thèse. J'ai énormément appris à tes côtés, tant sur les aspects de la vie professionnelle que personnelle, et malgré quelques galères émotionnelles inévitables au cours d'une thèse, il ne me restera que d'excellents souvenirs de cette tranche de vie. Couper le cordon risque d'être une étape douloureuse.

Je me dois également de remercier toutes les personnes qui ont participé à l'encadrement de mon travail. Merci Pablo d'avoir accepté de co-encadrer cette thèse. Je te remercie pour ta bienveillance, ta positivité et tes encouragements lors de nos réunions. Je tiens également à remercier ici les personnes qui ont participé à l'orientation de mon travail, l'élaboration des protocoles ou encore à la rédaction des articles. Merci à Nicola Claude, Florien Cordier, Thomas Geay, Alexandre Hauet, Coraline Wintenberger et Sébastien Zanker pour m'avoir fait bénéficier de vos expériences respectives. Merci également aux membres du jury de leur bienveillance pendant ma soutenance (vive la visio !) et d'avoir accepté d'évaluer mon travail.

Cette thèse est le fruit de longues campagnes de mesures sur la Loire. Elle a nécessité l'intervention d'une multitude de personnes pour mettre en œuvre toute la chaine de mesure. Je vais donc tenter de n'oublier personne. En premier lieu, il me faut remercier le capitaine de ce navire, Philippe (alias MacGyver) sans qui ce travail n'aurait pas la même ampleur. Toujours sur le pont et toujours une solution pour que la mesure aille à son terme, telle pourrait être ta devise. Je te remercie pour ton implication et ton engagement dans ce travail. J'ai largement enrichi ma caisse à outils à tes côtés et appris qu'il ne fallait surtout pas marcher sur les câbles.

Il me faut également remercier tous ceux qui nous ont accompagné avec une mention spéciale à Antoine, Clément, Louis, Mathieu, Patrick, Timothée et Yann, qui ont largement contribué à mener à bien toutes ces campagnes de terrain. Je pense également à Isa, Jean-Paul et Éric qui nous ont apporté leur bonne humeur sur le terrain et leur aide en laboratoire pour traiter

les nombreux échantillons de sédiments. Un grand merci à Marie et Ben, nos amis bateliers du Thoureil, pour leur soutien logistique auprès de l'*Anguille* et du *Silure* ainsi que leur participation aux campagnes. Merci aux différentes promotions des étudiants M1HBV et DAE 4A qui sont passés donner un coup de main au cours de leurs TP, ainsi qu'à Sandie, Victor, Fabien, Nina, Klervie, et j'en oublie certainement quelques-uns (désolé). Merci à Samuel, Sophie et Christophe d'être venu jouer avec leur Radar dans notre bac à sable. Merci pour le soutien de Manu et toute son équipe (VNF), à la société Hexagone et à EDF DTG pour le prêt de matériel. Ces nombreuses campagnes de terrain ont été l'occasion de partager d'excellents moments avec vous tous, j'espère pouvoir vous rendre la pareille un jour. Ces longues journées éreintantes auraient été bien plus pénibles si nous n'avions pas eu les meilleurs hôtes de tout le comté. Je tiens sincèrement à remercier Franck et Christophe pour leur accueil toujours chaleureux. Nous avons passé des moments inoubliables dans votre maison, de franches rigolades lors des diners et des réveils formidables avec des petits-déjeuners gargantuesques. Bon vent à vous dans vos nouveaux projets…

Ce travail a été l'occasion pour moi de participer à l'encadrement des travaux de certains étudiants. Je souhaite remercier Chloé, Marie, Lucille, Lorenzo, Marie, Joséphine A. et Joséphine M., Volodia, Ricardo et Jonathan pour l'expérience qu'ils m'ont apporté.

Bien qu'à l'origine d'un travail sérieux et scientifique, cette thèse est également à l'initiative de la création du BUreau LOire (BULO, *le temple du bon goût*). Il faut remercier le Département Aménagement Environnement de Polytech Tours et son directeur, Sébastien, qui a généreusement accepté d'héberger les différents membres du BULO qui ont défilé au cours de ces 5 dernières années. Je tiens à remercier mes compagnons d'infortunes pour ces grands moments passés avec eux : Coraline, Benoît, Théo, Corentin, Igor, Louis, Timothée et le tout fraichement arrivé Alex. Le BULO est un lieu dont on ne ressort pas indemne (en bien ou en mal). C'est un de ces lieux qui marque au fer rouge les personnes qui y interagissent. Pourvu que ça dure…

En parlant du DAE, il faut absolument que je remercie toute l'équipe avec qui j'ai partagé mon quotidien pendant cette thèse. Karine, Pascale, Jean-Louis, Abdel, Touria, Anabelle, Julie, Hervé, Sébastien, Mathilde ; j'ai adoré passer ces moments avec vous et je repasserai vous voir aussi souvent que possible. Je tiens également à remercier Karine L. pour la gestion de ce projet et la souplesse dont elle a fait preuve pour pallier à nos irrégularités.

Pour finir, je me dois de remercier ma famille qui m'a soutenu tout au long de ce projet. Je remercie ma mère pour son soutien sans faille. Je remercie bien évidemment ma femme (ma boussole) et mes enfants sans qui cette étape aurait été bien plus difficile. La thèse est très

prenante et conduit parfois, et même souvent, à être ailleurs. J'espère un jour pouvoir vous rendre tout le temps que vous avez patienté.

Ce travail a été cofinancé par l'Agence de l'Eau Loire-Bretagne (décision n°2017C005) et l'Union Européenne (convention n°2017-EX002207), l'Europe s'engageant sur le bassin de la Loire avec le Fonds Européen de Développement Régional. Je tiens à remercier ces deux organismes de m'avoir permis de réaliser cette thèse dans d'excellentes conditions grâce à leur soutien.

Table des matières

Résumé i
Abstract ii
Remerciements iv
Table des matières viii
Liste des figures xii
Liste des tableaux xxiv
Liste des notations xxv
Liste des acronymes xxx
Préambule xxxii
Chapitre I. Introduction 1
I.1. Contexte scientifique général 2
I.1.1. Morphodynamique des cours d'eau 2
I.1.2. Fonctionnement hydrosédimentaire des cours d'eau sablo-graveleux 5
I.2. Contexte ligérien : problématiques environnementales, programmes de restauration et flux solides 10
I.2.1. Aménagement du fleuve et conséquences sur sa dynamique hydro-sédimentaire 10
I.2.2. Restauration du lit de la Loire 16
I.2.3. Tentatives de quantification des flux particulaires sur les sections moyennes et aval du corridor ligérien 19
I.3. Questions de recherche fondamentales et appliquées 29
Chapitre II. Approche expérimentale 33
II.1. Site d'étude 34
II.1.1. Le bassin versant ligérien 34
II.1.2. La Loire à Saint-Mathurin-sur-Loire 37
II.2. Matériels et méthodes 41
II.2.1. Bathymétrie 42
II.2.2. Courantométrie 44
II.2.3. Quantification de la charge de fond 47
II.2.4. Mesure des matières en suspension (MES) 60
II.2.5. Caractéristiques granulométriques des sédiments 62

Chapitre III. Quantification des flux solides en amont du bief estuarien : approches classiques 65
III.1. Caractéristiques hydrauliques et sédimentaires 66
III.1.1. Granularité des sédiments du chenal 66
III.1.2. Contrainte hydraulique 72
III.1.3. Seuil et fréquence de mise en mouvement 73
III.2. Détermination des flux unitaires de la charge de fond 75
III.2.1. Distribution spatiale et évolution diachronique des flux 75
III.3. Estimation de flux annuels en amont de l'estuaire 88
III.3.1. Courbes de tarage solide 88
III.3.2. Contribution de la Maine 91
III.3.3. Flux particulaires totaux à l'entrée du bief estuarien 94
Chapitre IV. Apports des méthodes acoustiques pour la quantification de la charge de fond dans un grand cours d'eau sablo-graveleux 103
IV.1. Relevance of acoustic methods to quantify bedload transport and bedform dynamics in a large sandy-gravel bed river 104
IV.1.1. Introduction 105
IV.1.2. Study site 106
IV.1.3. Materials and methods 107
IV.1.4. Results 113
IV.1.5. Discussion 122
IV.1.6. Conclusions 127
IV.1.7. Appendices 129
IV.1.8. Video supplement 136
IV.1.9. Acknowledgement 136
IV.2. Travaux prospectifs sur l'hydrophone 137
IV.2.1. Sensibilité du signal 137
IV.2.2. Cartographie des flux solides à l'échelle d'une barre sédimentaire 145
IV.2.3. Comparaison inter-sites sur le bassin de la Loire 148
Chapitre V. Formation et interactions des barres sédimentaires dans un chenal quasi rectiligne 161
V.1. Introduction 164
V.2. Study site 165
V.3. Materials and methods 167
V.3.1. Bathymetric measurements 167
V.3.2. Flow velocity measurements 168
V.3.3. Linear free migrating bar theory 169
V.4. Results 171

V.4.1. Flow deflection and erosion induced by bars 173
V.4.2. Contribution of sediment reworking to bar dynamics 177
V.4.3. Field observations and theoretical bar analysis 181
V.5. Discussion 183
V.6. Limitations and perspectives 187
V.7. Conclusions 187
Chapitre VI. Interactions entre formes du lit de différentes échelles : barres sédimentaires et dunes 191
VI.1. Contexte 192
VI.1.1. Terminologie 192
VI.1.2. Interactions des formes du lit à échelle identique 193
VI.1.3. Coexistence des formes du lit à différentes échelles 194
VI.1.4. Interactions à différentes échelles 196
VI.2. Matériels et méthodes 202
VI.3. Résultats et discussion 204
VI.3.1. Influence des barres sédimentaires sur les paramètres de formations des dunes 204
VI.3.2. Rétroaction des dunes sur les barres sédimentaires 229
VI.4. Conclusions 235
Chapitre VII. Synthèse et perspectives 239
VII.1. Synthèse et apports pour la communauté scientifique et les gestionnaires 240
VII.1.1. Quantification du transport solide 240
VII.1.2. Optimisation de la méthode de mesure du charriage 242
VII.1.3. Rôle morphogène des barres 245
VII.1.4. Interactions barres/dunes 246
VII.2. Perspectives 247
VII.2.1. Mesures *in-situ* 248
VII.2.2. Modèle hydrosédimentaire 2D : confrontation avec la cartographie acoustique et étude de l'interaction barres-dunes 250
Références bibliographiques 253
Liste des communications scientifiques 273

Liste des figures

Figure I.1 : a) Schéma conceptuel de l'équilibre dynamique des rivières, d'après Sear et al., 2010 ; Vues aériennes de la Durance en aval de Pertuis montrant le changement de style fluvial qui s'est opéré suite aux aménagements de la Durance (extractions, seuils), b) 1950 tressage actif et c) 1996 chenal unique. D'après Couvert et al., 1999. 2

Figure I.2 : Variabilité de la forme en plan des cours d'eau. a) rivière à chenal unique rectiligne (Rhin, Suisse [source : Google Earth]) ; b) rivière à chenal unique méandriforme (Allier, France [source : Google Earth]) ; c) rivière à chenaux multiples en tresse (Waimakariri River, Nouvelle-Zélande) ; d) rivière à chenaux multiples en anastomose (Rio Paraná, Argentine [source : Google Earth]) ; d) Diagramme de la diversité de formes des rivières alluviales en fonction des principaux facteurs de contrôle, d'après Church (2006). 3

Figure I.3 : Schéma de la forme des chenaux en fonction du pattern des barres (bar mode m), d'après Crosato et Mosselman (2020). 5

Figure I.4 : Diagramme de Shields-Parker de la sédimentation dans les rivières, d'après Garcia, 2000). 6

Figure I.5 : Représentation schématique des écoulements sur une dune fluviale (d'après Best, 2005). 8

Figure I.6 : Classification des barres d'après Duró et al. (2016), dans Crosato et Mosselman (2020) 9

Figure I.7 : Modèle numérique d'altitude d'un chenal secondaire de la Loire à Ingrandes où des barres sédimentaires sont observées (2009). Ces barres sont couvertes de dunes lors de l'évènement de crue 2013. D'après Rodrigues et al., 2015. 9

Figure I.8 : a) Schéma de l'évolution du niveau des levées de Loire au cours du temps (d'après Dion, 1961) ; b) implantation géographique des levées sur la Loire moyenne héritée de la position des ports fluviaux (d'après Grivel et al., 2018). 11

Figure I.9 : Vues aériennes de la Loire (17/10/2008, Q=228 $m^3.s^{-1}$ à Montjean-sur-Loire. Source : GIP LE / crédit photo Philippe Graindorge, Gerpho), a) l'île Neuve Macrière vue depuis l'amont; b) Ingrandes-le-Fresne-sur-Loire vue depuis l'amont ; c) photographie de l'un des premiers épis réalisés près du pont de l'Alleud en 1903, constitué de pieux en bois et de fascines de châtaignier entrelacées (Source : P. Auclerc, Loire & Terroirs). 12

Figure I.10 : Extractions de matériaux alluvionnaires dans le lit mineur de la Loire entre Nevers et Nantes (1950-1996) exprimées en milliers de tonnes par an ($kt.an^{-1}$) et extractions cumulées (kt). Modifié d'après Dambre, 1996. 13

Figure I.11 : Capture d'une gravière située dans le lit majeur de l'Allier (Auzon [043]) suite à une crue survenue en 1992. Cet évènement se solde par un recoupement de méandre qui est abandonné au profit de la gravière. Modifié d'après Peiry, 2005. 14

Figure I.12 : a) Evolution de la ligne d'eau d'étiage de la Loire entre Givry et Ancenis de 1900 à 1988 (d'après Gasowski [1994], modifié par S. Braud) ; b) Taux d'incision du lit de la Loire moyenne sur deux périodes considérées avant et après arrêt des extractions (d'après Latapie [2011]). 15

Figure I.13 : a) Image satellite de la Loire entre Montsoreau et l'estuaire avec localisation des secteurs visés par les différentes actions de restauration du lit (source image satellite geoportail.fr) ; b) Zoom sur les actions du programme de rééquilibrage du lit de la Loire (d'après GIP Loire estuaire, 2013).....18

Figure I.14 : Evolution de la vitesse de migration des barres en fonction de la vitesse de l'écoulement d'après les observations de plusieurs auteurs. 20

Figure I.15 : Comparaison débit solide par charriage mesuré (points bleus) et modélisé avec la formule de Camenen et Larson (2005) (courbes noires), avec la formule Meyer-Peter et Müller (1948) (courbe rose) et avec la formule De Linares (2007) (courbe bleue) pour a) campagne de janvier 2017 et b) campagne d'avril 2017. D'après Fretaud et al. (2017).....26

Figure I.16 : Courbe de tarage solide issue des mesures *in-situ* à Mauves-sur-Loire en janvier et avril 2017 (Fretaud et al., 2017).....27

Figure I.17 : Débits solides unitaires estimés par la méthode de *Dune tracking* sur le modèle physique (carrés vert) et comparaison avec les mesures réalisées in-situ à Bréhémont (croix rouge), à Mauves-sur-Loire (triangles orange). D'après Alliau et al., 2020. 28

Figure II.1 : Altitude du bassin versant de la Loire (source : IGN BD Alti). Localisation des principaux affluents et des grands barrages. 35

Figure II.2 : Différentes vues montrant l'aspect des sédiments de la Loire à Saint-Mathurin-sur-Loire. 37

Figure II.3 : Partie supérieure, plan de sondage de la Loire entre Saint-Mathurin-sur-Loire et la Bohalle (49), novembre 1900 (Mille et Robert, 1899. Source Archives départementales Loire Atlantique) ; partie inférieure, vue aérienne de la Loire à Saint-Mathurin-sur-Loire en 2017 (D. Lague, Univ. Rennes). 38

Figure II.4 : Photographies aériennes de la Loire entre Saint-Mathurin-sur-Loire et la Bohalle entre 1949 et 2018 (source IGN). 39

Figure II.5 : Evolution du débit spécifique moyen annuel (moyenne mobile sur 20 ans) entre 1948 et 2019 à la station hydrologique de Saumur, et entre 1872 et 2009 à la station de Montjean-sur-Loire. Les taux d'incision sur le tronçon de St-Mathurin-sur-Loire réfèrent aux travaux de Latapie (2011). 40

Figure II.6 : Débits moyens mensuels de la Loire à Saumur (106 ans). 41

Figure II.7 : a) Bateau utilisé pour la réalisation du protocole bathymétrique avec le sondeur au premier plan ; b) schéma de montage du sondeur sur le bateau expliquant le calcul de l'altitude du fond et de la ligne d'eau (NE). 43

Figure II.8 : a) Schémas illustrant le double décalage Doppler permettant l'interprétation de la vitesse d'écoulement, d'après Simpson (2001) ; b) Schémas de la configuration des faisceaux acoustiques et de la détermination des différentes composante de la vitesse (adapté de Simpson, 2001 ; et com. A. Hauet). 45

Figure II.9 : Bateaux en configuration d'acquisition avec l'aDcp, a) RDI ; b) Sontek 47

Figure II.10 : a) Vue d'ensemble d'un BTMA suspendu à la potence articulée permettant la manipulation de l'échantillonneur au-dessus de l'eau ; b) Mesure du volume de sédiment prélevé par le BTMA dans un cône d'Imhoff ; c) BTMA en cours d'échantillonnage sur la Loire avec la présence d'un front de progradation de dune juste en amont de la bouche de l'échantillonneur ; d) BTMA en cours de prélèvement sur le fond de la Loire, noter la présence d'une caméra de contrôle fixée au cadre et d'un courantomètre électromagnétique afin de mesurer la vitesse à proximité du fond.....48

Figure II.11 : Positions des mesures de transport solide pour chaque méthode employée sur la section de jaugeage. 49

Figure II.12 : Différentes vues des barges à fond plat mises à couple utilisées pour déployer une partie de la chaîne de mesure (échantillonneurs de la charge de fond, de MES et aDcp statique). 50

Figure II.13 : Schéma du paysage acoustique des rivières (d'après Geay [2013], adapté de Wenz 1972]). Le bruit associé à la turbulence est représenté par la surface grise, l'agitation de surface par la courbe bleue et le charriage par la courbe rouge. Deux types de déploiements sont distingués. Un déploiement de l'hydrophone statique en berge et un déploiement de l'hydrophone statique au sein du chenal. 52

Figure II.14 : a) Schéma du principe de fonctionnement de l'hydrophone déployé dans une rivière (d'après Geay, 2013) ; b) Densité spectrale de puissance (PSD) médiane et calcul de la puissance acoustique. 53

Figure II.15 : Hydrophone Teledyne Reson TC4014-5 (source : Manuel Teledyne Reson) et boitier d'enregistrement SDA14 RTSYS. 54

Figure II.16 : Position géographique d'un aDcp lors d'une mesure en mode stationnaire (bateau ancré). Le point [x,y]=[0,0] correspond à la position du départ de la mesure. Noter le déplacement fictif de l'appareil vers l'amont dans le référentiel du BT dû au fond mobile. 55

Figure II.17 : Echantillonnage acoustique du fond représentant la partie du signal réfléchi par les particules mobiles de la couche active (gris), et par les particules immobiles sous la couche active (rouge). D'après Conevski et al. (2019). 56

Figure II.18 : a) Profil bathymétrique (bleu) et moyenne mobile pondérée ajustée sur le signal avec le BTT ; b) Profil bathymétrique soustrait à la moyenne mobile (adapté de van der Mark et Blom, 2007). Les cercles noirs représentent les crêtes des dunes et les carrés rouges représentent les creux ; c) exemple de calcul de la célérité des dunes entre deux profils bathymétriques décalés d'un intervalle de temps (Δt) 60

Figure II.19 : a) Bouteille Niskin et treuil en configuration de mesure ; b) Unités de filtration montées en série autour de la pompe dans le laboratoire ; c) Profil de vitesse avec position des prélèvements dans la colonne d'eau et les aires d'application des concentrations correspondantes 62

Figure III.1 : a) Courbes des pourcentages cumulés des différentes fractions granulométriques ; b) Courbes de fréquence de chaque classe granulométrique (n=447). Les courbes noires représentent les courbes médianes. 66

Figure III.2 : Distribution des diamètres caractéristiques des grains pour les 447 échantillons de sédiments. 67

Figure III.3 : Diagrammes à moustache des paramètres de caractérisation granulométrique des sédiments calculés pour les 447 échantillons ; a) l'écart type qui caractérise le tri granulométrique, b) le paramètre d'assymétrie (*Skewness*) qui caractérise la proportion de sédiments fins ou grossiers dans l'échantillon, et c) le paramètre de *Kurtosis* qui caractérise le degré de classement des sédiments (Folk et Ward, 1957). 68

Figure III.4 : Evolution longitudinale du D_{50} et du D_{90} entre le Bec d'Allier et Montjean-sur-Loire : a) d'après Babonaux, 1970 ; Gautier, 2008 ; Latapie, 2011; Claude, 2012. b) d'après Valverde et al., 2013. 70

Figure III.5 : a) Evolution transversale du D_{50} au droit de la section de mesure de St Mathurin sur Loire (049) ; b) Variation temporelle de la taille médiane des grains (D_{50}). La rive gauche

correspond à une moyenne entre les verticales 1 et 2, le centre du chenal à la moyenne entre les vertiacles 3 et 4 et la rive droite à la moyenne des verticales 5 et 6. 71

Figure III.6 : a) Evolution longitudinale des altitudes de la ligne d'eau pour différents débits sur le site de Saint-Mathurin-sur-Loire (049). Noter un exhaussement de la ligne d'eau d'environ 30 cm pour une augmentation du débit de 100 $m^3.s^{-1}$. b) Profondeurs et vitesses moyenne sur la section de jaugeage solide en fonction du débit. 72

Figure III.7 : Mobilité théorique du D_{50} et du D_{90} des sédiments prélevés lors de 40 campagnes de mesures (n=158) pour des conditions hydrauliques variant entre 226 à 2300 $m^3.s^{-1}$ (débits dépassés 80% et 3% du temps respectivement). 74

Figure III.8 : Hydrogramme de la Loire à Saumur (octobre 2016 - octobre 2020) présentant les différentes campagnes de mesures du transport solide (a - i) et les journées de mesure les composant (voir Figure III.11 pour correspondance). 76

Figure III.9 : Identification des barres sédimentaires sur les photographies aériennes et positions des verticales de mesure transport solide (S1 à S6 de la rive gauche vers la rive droite). 2016, Q=160 $m^3.s^{-1}$; 2017, Q=160 $m^3.s^{-1}$. 77

Figure III.10 : Identification des barres sédimentaires sur les photographies aériennes et positions des verticales de mesure transport solide (S1 à S6 de la rive gauche vers la rive droite). 2018, Q=125 $m^3.s^{-1}$; 2019, Q=210 $m^3.s^{-1}$. 79

Figure III.11 : Evolution transversale et diachronique des débits solide unitaires (BTMA). Chaque graphique représente une campagne de prélèvement de x jours consécutifs (du plus ancien au plus récent représentés du gris clair vers le noir). a) 28/11/2016-01/12/2016 ; b) 27/03/2017-30/03/2017 ; c) 15/05/2017-18/05/2017 ; d) 04/12/2017-08/12/2017 ; e) 15/01/2018-19/01/2018 ; f) 30/01/2018-31/01/2018 ; g) 08/02/2018 ; h) 14/05/2018-17/05/2018 ; i) 15/04/2019-18/04/2019 ; j) 09/12/2019-12/12/2019 ; k) 19/12/2019 ; l) 19/05/2020-20/05/2020. Voir Figure III.8 pour correspondance sur l'hydrogramme. 80

Figure III.12 : a) Géométrie des dunes de la Loire à Saint-Mathurin-sur-Loire (n=18273) et moyenne par profils longitudinaux (n=180, points rouges); b) distribution de la célérité des dunes (n=8842). 82

Figure III.13 : Relation entre : a) la vitesse moyenne de l'écoulement et la célérité moyenne des dunes ; b) la profondeur moyenne sur le profil longitudinal et la hauteur moyenne des dunes. 82

Figure III.14 : a) Distribution du coefficient de débit calculé à partir de l'Eq. II.10 ; b) relation entre les taux de transport issus des échantillonneurs BTMA et la célérité des dunes. 83

Figure III.15 : Hydrogramme de la Loire à Saumur (octobre 2016 - octobre 2020) avec chaque journée des différentes campagnes de mesures (a – k) de *dune tracking* représentées (voir Figure III.18 pour correspondance). 84

Figure III.16 : Identification des barres sédimentaires sur les photographies aériennes et positions des profils longitudinaux de *dune tracking* (S1 à S6 de la rive gauche vers la rive droite). 2016, Q=160 $m^3.s^{-1}$; 2017, Q=160 $m^3.s^{-1}$. 85

Figure III.17 : Identification des barres sédimentaires sur les photographies aériennes et positions des verticales de mesure transport solide (S1 à S6 de la rive gauche vers la rive droite). 2018, Q=125 $m^3.s^{-1}$; 2019, Q=210 $m^3.s^{-1}$. 86

Figure III.18 : Evolution transversale et diachronique des débits solide unitaires de fond (DTM). Chaque graphique représente une campagne de prélèvement de plusieurs jours consécutifs (du plus ancien au plus récent représentés du gris clair vers le noir). a) 29/11/2016-02/12/2016 ; b) 27/03/2017-30/03/2017 ; c) 22/12/2017 ; d) 15/01/2018-19/01/2018 ; e)

24/01/2018-25/01/2018 & 30/01/2018-31/01/2018 ; f) 08/02/2018 ; g) 22/02//2018, 21/03/2018 & 13/06/2018 ; h) 01/02/2019, 05/02/2019 & 14/02/2019 ; i) 21/11/2019 ; j) 09/12/2019-12/12/2019 & 16/12/2019-18/12/2019 ; k) 09/01/2020 & 13/02/2020. Voir Figure III.15 pour correspondance sur l'hydrogramme. 87

Figure III.19 : a) Courbes de tarage sédimentaires de la Loire à Saint-Mathurin-sur-Loire et à Bréhémont (60 km en amont, d'après Claude [2012]) ; b) Courbes de tarage sédimentaires avec le débit normalisé par le module ($\boldsymbol{Ql}*$). Les débits modules à ces deux stations sont respectivement 680 $m^3.s^{-1}$ et 420 $m^3.s^{-1}$. 89

Figure III.20 : Evolution de la concentration en MES mesurées par le réseau de mesure de l'Agence de l'Eau Loire Bretagne (AELB) à Saint-Mathurin-sur-Loire (courbe rouge) et à Montjean-sur-Loire (courbe bleue) entre 2016 et 2019. Comparaison avec les mesures réalisées dans le cadre de cette étude (R-TEMUS) à Saint-Mathurin-sur-Loire. 90

Figure III.21 : a) Courbes de tarage sédimentaire de la Loire à Saint-Mathurin-sur-Loire : comparaison charriage et suspension ; b) Courbes de tarage sédimentaires (charriage et suspension) avec le débit normalisé par le module. 91

Figure III.22 : Photographie des sédiments prélevés dans la Maine à Bouchemaine, a) au cône Berthois, b) avec l'USBM54. 92

Figure III.23 : a) Profil bathymétrique longitudinal depuis la confluence avec la Loire jusqu'au pont routier de Bouchemaine. b) Hydrogramme de la Maine à Angers et mesures de jaugeage solide (figurés rouges). 92

Figure III.24 : Comparaison des courbes de tarage des sédiments en suspension de la Loire à Saint-Mathurin-sur-Loire et de la Maine à Bouchemaine. 93

Figure III.25 : a) Estimation des taux de transport sédimentaires annuels totaux (2014-2020) de la Loire après la confluence avec la Maine (Eq. III.2, Eq. III.4 et Eq. III.5) : début du bief de la Loire aval ; b) Comparaison des taux de transport annuels par charriage (2004-2020) de la Loire à Saint-Mathurin-sur-Loire (Eq. III.2 et débits de la Loire à Saint-Mathurin-sur-Loire) et de la Loire à Bréhémont (Eq. III.3 et débits de la Loire à Bréhémont). 94

Figure III.26 : Méthode de détermination du débit efficace d'après Wolman et Miller (1960) dans Barry et al. (2008). 95

Figure III.27 : Estimation du taux de charriage annuel moyen sur la période 1990-2020 à partir de la fréquence des débits liquides et des relations de tarage solide : a) la Loire à Belleville-sur-Loire (PK 536), courbe de tarage solide issue du modèle physique EDF (Sugny, 1979) et débits à la station de Givry; b) la Loire à Bréhémont (PK 788), courbe de tarage issue des mesures in-situ de Claude (2012) mise à jour par la méthode de régression RMA (Eq. III.3) et débits à la station de Langeais; c) la Loire à Saint-Mathurin-sur-Loire (PK 855), courbe de tarage issue des mesures réalisées dans le cadre de cette étude (Eq. III.2) et débits à la station de Saumur; d) la Loire à Ingrandes-Fresne-sur-Loire (PK 903), courbe de tarage issue du modèle numérique de De Linares (2007) somme du bras principal et du bras secondaire et débits à la station de Montjean-sur-Loire. 96

Figure III.28 : Débits solides cumulés en fonction des débits liquides cumulés : a) sur la Loire, b) sur le Rio Cordon (rivière de montagne en Italie, Lenzi et al., 2006). 98

Figure III.29 : Evolution du ratio de la contrainte efficace sur la contrainte critique en fonction de l'évolution du ratio de la largeur du chenal et de la hauteur d'eau pour la crue biennale. Les 4 unités représentent une sectorisation de la Loire en tronçons homogènes (secteurs 1 à 4, d'amont vers l'aval), d'après Latapie et al. (2014). 99

Figure IV.1: Aerial photographs of the study site in 2017 (courtesy of Dimitri Lague, University of Rennes, France) with location of sampling points (white triangles) on the sediment transport

gauging cross section (blue line), bathymetric profiles (red lines) and hydrophone drifts (black lines). 107

Figure IV.2: (a) Distribution of bedload sampling surveys along the hydrograph of Saumur gauging station located about 30 km upstream the study site. (b), Scheme of the main boat and disposition of monitoring facilities. Bedload Transport Meter Arnheim (BTMA) samplers; Acoustic Doppler Current Profiler (aDcp). 108

Figure IV.3: Unit bedload transport rates measured with BTMA samplers as a function of the apparent bedload velocity measured with aDcp. Red dashed line represents the RMA regression of the Loire River. Comparison with other site-specific calibration curves (Conevski et al., 2020a; Rennie et al. 2017). Blue marks represent negative apparent bedload velocity values excluded from this regression. 114

Figure IV.4: log/log correlation between bedload rates measured with BTMA sampler and calculated using a) Eq. IV.4 and; b) Eq. IV.5. Solid black line represents the perfect correlation and dashed black lines represents a factor of 2 above and below the perfect correlation. 115

Figure IV.5: a), log/log correlation between bedload rates measured with BTMA samplers and bedload rates calculated using Eq. IV.13. Solid black line represents the perfect correlation and dashed black lines represents a factor 2 of the perfect correlation. b), unit bedload rates measured with BTMA samplers as a function of acoustic power measured with hydrophone. Dashed red lines represents the RMA regression with envelopes curves of a factor 2 of the bedload rates. Comparison with Geay et al. (2020). 116

Figure IV.6: (a), Comparison of PSD from 3 rivers with varying D_{50} (PSD of the Drau River and the Isère River are extracted from a single measurement, PSD of the Loire River is the median PSD from 450 measurements). (b), transport stage parameter (from van Rijn, 1984a) as a function of acoustic power. 117

Figure IV.7: (a), Acoustic power as a function of apparent bedload velocity. (b), Cross section integrated bedload transport rates as a function of discharge. 118

Figure IV.8: Digital Elevation Models (obtained using natural neighbours interpolation of single beam bathymetrical surveys) showing location of sampling points with respect to bar location during: (a), survey of the 17/05/2018 ($Q=604\ m^3.s^{-1}$) and (b), survey of the 19/12/2019 ($Q=2050\ m^3.s^{-1}$). 118

Figure IV.9: Lateral distribution of unit bedload rates assessed from different methods for two surveys performed: (a), the 17/05/2018 ($Q=604\ m^3.s^{-1}$) and (b), the 19/12/2019 ($Q=2050\ m^3.s^{-1}$), respectively. 119

Figure IV.10: Bedload rates calculated using Eq. IV.15 and bed topography obtained during a static measurement performed using an aDcp. (a), survey done on the 20/05/2020 ($Q=470\ m^3.s^{-1}$; mean water depth = 1.04 m) and (b), survey done on the 29/05/2019 ($Q=210\ m^3.s^{-1}$; mean water depth = 0.85 m) 121

Figure IV.11: Bedload rates calculated on bedforms using the hydrophone and Eq. IV.16 near a bar front (a) and on a dune field (b). Bed topography and water surface along two longitudinal bathymetric profiles for the 08/02/2018 survey, $Q=1550\ m^3.s^{-1}$: (a), P10, mean water depth = 3.8 m. The profile length from 11:01 to 11:09 LT corresponds to 400 m; (b), P12, mean water depth = 3.4 m. The profile length from 12:34 to 12:41 LT corresponds to 518 m... 122

Figure IV.12 : a) Ratio de la puissance acoustique mesurée par deux hydrophones dont la distance au fond varie ; b) relation entre puissance acoustique et profondeur moyenne au cours de la dérive. 138

Figure IV.13 : Corrélation entre la puissance acoustique de référence (intégrée sur 15-350 kHz) et : a) la puissance acoustique calculée à partir d'une limite inférieure d'intégration variable (1, 2, 5 et 10 kHz) ; b) la puissance acoustique calculée à partir d'une limite supérieure d'intégration variable (300 et 400 kHz). 139

Figure IV.14 : a) 448 *PSD* mesurés sur la Loire (spectre médian en noir) ; b) Diagramme en boite à moustaches de la fréquence centrale de ces 448 spectres. 141

Figure IV.15 : Fréquence centrale calculée à partir du spectre en fonction du D50 mesuré. Comparaison avec les travaux de Thorne (1986). 142

Figure IV.16 : Variabilité transversale de la puissance acoustique le long de 2 sections (a, P4 et b, P3) et variabilité inter-dérive (c, P4 et d, P3) ; e, position des dérives sur les sections. 144

Figure IV.17 : a) Plan d'échantillonnage de la puissance acoustique avec emprises des cartes bathymétriques et acoustiques (respectivement violet et rouge). Sections investiguées (1 à 9) et dérives théoriques (A à O). Vue aérienne Juillet 2020 (croix verte sur l'hydrogramme). b) Hydrogramme de la Loire à Saumur avec positionnement des campagnes de mesures bathymétrique et acoustiques (respectivement triangle violet et rouge). 145

Figure IV.18 : a) Carte bathymétrique du chenal de la Loire à Saint-Mathurin-sur-Loire (01/02/2021, Q=2300 $m^3.s^{-1}$) ; b) carte de la puissance acoustique sur le même secteur (26/01/2021, Q=1700 $m^3.s^{-1}$), et c) carte des taux de transport par charriage unitaires calculés à partir de la carte de puissance acoustique et de l'Eq. IV.16. 147

Figure IV.19 : Carte du D_{50} théorique établie à partir de mesures acoustiques hydrophones dans le chenal de la Loire à Saint-Mathurin en date du 26/01/2021 (d'après l'équation de (Thorne, 1986). 148

Figure IV.20 : Plan de situation des mesures hydrophone réalisées sur la Maine à Bouchemaine (049) le 21/05/2021 (Q=86 $m^3.s^{-1}$ à la station d'Angers) et cartographie acoustique correspondante (crédit photographie aérienne : https://geoportail.gouv.fr). 149

Figure IV.21 : Plan de situation des mesures hydrophone réalisées sur l'Allier à Contigny le 15/04/2021 (Q=46 $m^3.s^{-1}$ à la station de Moulin) et cartographie acoustique correspondante (crédit photographie aérienne : https://geoportail.gouv.fr). Mesures réalisées dans le cadre du projet BIP (coord. A. Lacoste). 150

Figure IV.22 : Plan de situation des mesures hydrophone réalisées sur la Loire à Montjean-sur-Loire le 02/06/2021 (Q=505 $m^3.s^{-1}$ à la station de Montjean-sur-Loire) et cartographie acoustique correspondante (crédit photographie aérienne : https://geoportail.gouv.fr; bathymétrie multifaisceaux GIP Loire estuaire 2013). Mesures réalisées dans le cadre du projet R-TEMUS. 151

Figure IV.23 : Plan de situation des mesures hydrophone réalisées sur la Loire à Montjean-sur-Loire le 22/06/2021 (Q=370 $m^3.s^{-1}$ à la station de Montjean-sur-Loire) et cartographie acoustique correspondante (crédit photographie aérienne : https://geoportail.gouv.fr; bathymétrie multifaisceaux GIP Loire estuaire 2013). Mesures réalisées dans le cadre du projet R-TEMUS. 153

Figure IV.24 : Comparaison des lois de tarage de la Loire à Bréhémont (Claude, 2012), de la Loire à Saint-Mathuhrin-sur-Loire et de la Loire à Montjean-sur-Loire (4 sections différentes). 154

Figure IV.25 : Plan de situation des mesures hydrophone réalisées sur la Vienne à Chinon entre le 15/12/2020 et le 17/12/2020 (Q=282 à 288 $m^3.s^{-1}$ à la station de Chinon) et cartographie acoustique correspondante (crédit photographie aérienne : https://geoportail.gouv.fr. Mesures réalisées dans le cadre du projet R-TEMUS. 155

Figure IV.26 : Courbe de calibration globale de l'hydrophone (régression de type RMA, droite noire pleine) ajustée à partir des données de la Loire, la Vienne et Geay et al. (2020) avec des valeurs de puissance acoustique et de taux de charriage moyennes sur la section jaugée. Les droites en pointillées indiquent un facteur 2 des taux de transport. 156

Figure IV.27 : Comparaison de PSD médian issues de mesures hydrophone réalisées sur la Loire (Saint-Mathurin-sur-Loire et Montjean-sur-Loire), sur l'Allier, sur la Maine, sur la Vienne, sur l'Isère (Petrut et al., 2018) et sur le Drau (Geay et al., 2017). 157

Figure V.1: a) Aerial photograph of the study site and its location in Loire River watershed (courtesy of Dimitri Lague, University of Rennes, France); b) Section of a bar front showing the cross bed stratification; c) Ratio of the Shields parameter over its critical value as a function of the flow discharge in the main channel (n = 99 samples, collected on cross section P3 [see Figure V.2b] between 2016 and 2020). 166

Figure V.2: a) Surveys presented in this study (red triangles) and hydrograph at Saumur gauging station (about 30 km upstream the study site). Green circles correspond to aerial photographs of the Figure V.6; b) Aerial view of the study reach (2018, Q=125 $m^3.s^{-1}$) with location of bathymetrical and aDcp profiles (courtesy of Philippe Jugé, University of Tours, France). 167

Figure V.3: Illustration of the method a) to compute water area (A_{water}) and bar area (A_{bar}) on a given cross section and the resulting obstruction ratio ψ; b) to compute the percentage of deflected flow on a given cross section. 168

Figure V.4: a) Neutral curves for free bars stability (Ω=0) and migration (ω=0); b) amplification rate Ω of the fastest bar perturbation in function of the half width-to-depth ratio β for different bar modes. These figures were obtained using $\boldsymbol{\theta = 0.1}$ and $\boldsymbol{ds\,rel = 0.001}$. 171

Figure V.5: Bar configurations between 1949 and 2018 for comparable discharges ranging from 125 to 285 m3.s-1 (at the Saumur gauging station) with a complex bar configuration (a; bar mode≈1 to 2), and with a more regular bar pattern (b; bar mode≈1). The difference of water level between the minimum and the maximum discharge values is estimated to be 0.3 m (source: https://geoportail.gouv.fr and courtesy of Philippe Jugé, University of Tours, France). 172

Figure V.6: First order bar identification and evolution in the study reach during low flows between 2016 and 2019 (2016 and 2018, courtesy of Philippe Jugé, University of Tours, France; 2017 and 2019, courtesy of Dimitri Lague, University of Rennes, France). 173

Figure V.7: Polar histogram of MCS flow direction (angles in degree), evolution of the percentage of deflected flow and Δdir over time for, a) cross section P1 and, b) cross section P3. Blue color indicates a flow deflection towards the right bank (between 290 and 360 °N) and red color indicates a flow deflection towards the left bank (between 180 and 270 °N). 174

Figure V.8 : Hydrograph of the Loire River (Saumur gauging station) with stages of flow velocity and bathymetry measurements: 1, 23/11/2016, Q=406 $m^3.s^{-1}$; 2, 28/11/2016, Q=1420 $m^3.s^{-1}$; 4, 31/01/2017, Q=324 $m^3.s^{-1}$; 5, 10/02/2017, Q=967 $m^3.s^{-1}$; 7, 27/03/2017, Q=687 $m^3.s^{-1}$; 9, 21/12/2017, Q=846 $m^3.s^{-1}$; 10, 11/01/2018, Q=3000 $m^3.s^{-1}$; 11, 16/01/2018, Q=1550 $m^3.s^{-1}$; 13, 24/01/2018, Q=2690 $m^3.s^{-1}$; 14, 22/02/2018, Q=2360 $m^3.s^{-1}$; 15, 18/04/2018, Q=911 $m^3.s^{-1}$. 175

Figure V.9: Evolution of the riverbed along, a) cross section P1 between November 2016 and March 2017; b) cross section P4 between November 2016 and January 2018. Red arrows highlight the bar decay. 176

Figure V.10: Evolution of the percentage of flow deflected towards the right bank associated with the presence of a bar located in the left bank, and evolution of the obstruction ratio (ψ) along cross-sections a) P1 and P2; and b) P3 and P4. 177

Figure V.11: Bed evolution along the longitudinal profile P12, showing the formation of a bar (B5). Please see Figure V.2b for the location of P12 and Figure V.12a to identify the stages. 178

Figure V.12: Temporal evolution of the newly formed bar B5, a) bar celerity and hydrograph with relative stages of Figure V.11; b) bar wavelength and maximum elevation. 179

Figure V.13: Bed evolution between April 2018 and January 2019 along, a) P12 longitudinal profile and; b) P10 longitudinal profile. Red lines are related to distinct second order bars mentioned in the text. Please see Figure V.2b for profile location. 180

Figure V.14: Evolution of the calculated half width-to-depth ratio as a function of water discharge in, a) a 500 m wide channel; b) a 150 m wide channel. 182

Figure V.15: a) Longitudinal evolution of the width-to-depth ratio for two discharge conditions for the river bed configuration of 2016; b) time period and discharge conditions for bar B5 formation with regard to theoretical critical conditions in low flow channel where bar formation occurred. 183

Figure V.16: Schematic view of possible second order bar evolution in a sandy-gravel bed river. First order emerged bars are represented in grey and second order bars are represented in orange. Longitudinal views are displayed according to longitudinal profiles AA' (right bank) and BB' (left bank). For the sake of simplicity, the bar configuration is alternate bars (mode 1). 186

Figure VI.1 : Classification des formes du lit d'après Ashley (1990). 192

Figure VI.2 : Schéma conceptuel des phénomènes d'interaction entre formes du lit, a) la fusion; b) le cannibalisme. D'après Martin et Jerolmack (2013). 194

Figure VI.3 : Diagrammes de stabilité linéaire des dunes et des rides présentant l'évolution du taux de croissance (Ω) maximal (dégradé de gris) dans le plan du nombre d'onde k (inversement proportionnel à la longueur d'onde), et du ratio du paramètre adimensionnel de Shields avec sa valeur critique. D'après Colombini et Stocchino (2011). a) Re_p=20 ; b) Re_p=14 ; c) Re_p=12 ; d) Re_p=5. Les courbes blanches indiquent les courbes marginales de stabilité. 195

Figure VI.4 : a) Distribution de la hauteur des dunes (simples, superposées et composées) pour différentes gammes de profondeurs ; b) Evolution de la hauteur des dunes composées en fonction de la pente de la face aval et de la présence ou non de dunes superposées. D'après les travaux de Galeazzi et al. (2018) sur l'Amazone. 197

Figure VI.5 : Schéma de la relation entre le pré-tri des sédiments induit par les formes du lit superposées et le granoclassement au sein de la forme hôte, d'après Reesink et Bridge (2009). 198

Figure VI.6 : Variation de la forme et du tri d'une barre sédimentaire en fonction du ratio entre la hauteur de la forme superposée (H_S) et la hauteur de la forme hôte (H), a) inférieur à 0,25 ; b) supérieur à 0,25. D'après Reesink et Bridge (2009). 199

Figure VI.7 : Evolution du fond (D_{50}=0,3 mm) en aval d'un front de barre sédimentaire fixe, pour une vitesse d'écoulement à proximité de la crête de la barre d'environ : a) 0,6, b) 0,7 et c) 0,8 $m.s^{-1}$. Le « S » marque la position de la reprise de la formation de rides en aval de la barre. D'après Reesink et al. (2014). 200

Figure VI.8 : Schéma des boucles d'action et de rétroaction entre les barres sédimentaires et les dunes superposées. 202

Figure VI.9 : Site d'étude avec le positionnement des profils longitudinaux suivis en bathymétrie et courantométrie (la Loire à Saint-Mathurin-sur-Loire [49]). 203

Figure VI.10 : Hydrogramme de la Loire à Saumur avec les 18 campagnes de mesures bathymétriques (triangles rouges de 1 à 18) et les 11 campagnes de mesures courantométriques (cercles verts de a à k). 204

Figure VI.11: Relations entre, a) et c) la hauteur des dunes et la profondeur de l'écoulement; b) et d) la longueur d'onde des dunes et la profondeur de l'écoulement. Jeux de données issues a) et b) de Flemming (2000), c) et d) de Bradley et Venditti (2017). 207

Figure VI.12 : a) Hauteur relative des dunes en fonction du critère adimensionnel de Shields d'après l'équation d'Allen (1978) (Eq. VI.8); b) Hauteur relative des dunes d'après l'équation de van Rijn (1984b) (Eq. VI.4) en fonction du *transport stage*; c) hauteur relative des dunes en fonction du *suspension number* d'après Karim (1995) (Eq. VI.9). La droite en pointillés noirs représente l'équation simplifiée de Yalin (1964) (Eq. VI.2). D'après Bradley et Venditti (2017). 208

Figure VI.13 : Evolution de la hauteur de dunes relative en fonction du *suspension number* ($\boldsymbol{u_*/vs}$). $\boldsymbol{vs}$ est la vitesse de chute de la particule. Les triangles rouges représentent le jeu de données issues d'expérimentations en canal artificiel, les cercles bleus représentent le jeu de données issues de mesures en rivières et les carrés jaunes illustrent les expérimentations en canal artificiel avec des particules de polystyrène. D'après Naqshband et Hotink (2020). 210

Figure VI.14 : Evolution de la célérité des formes du lit en fonction de leur hauteur, d'après Coleman et Melville (1994). 212

Figure VI.15 : a) Corrélation entre la réduction de la vitesse moyenne (pente) sur la face amont des barres sédimentaires et la profondeur moyenne sur les barres ; b) Corrélation entre la réduction de la vitesse moyenne (pente) associée au front des barres sédimentaires et l'angle de la face aval des barres. 214

Figure VI.16 : Evolution longitudinale de la vitesse de l'écoulement mesurée avec l'aDcp (valeur aboslue des vitesses horizontales) sur les profils P12 et P10 (respectivement sur les panneaux de gauche et de droite). La courbe rouge pleine représente la moyenne mobile de la composante longitudinale de la vitesse, la courbe rouge en pointillés représente la moyenne mobile de la valeur absolue des vitesses. Les mesures sont réalisées pour une gamme de débit qui croît de a) à c). d) Cartes des profondeurs et des vitesses interpolées à partir de données aDcp issues de profils transversaux (pointillés noirs) pour deux gammes de débit différentes. Les fronts de barres sédimentaires ont été délimités en traits pleins noirs. 216

Figure VI.17 : Evolution de la vitesse de l'écoulement au-dessus des dunes, a) du Paraná (Argentine); b) de la Fraser (Canada) d'après Kostaschuk et al. (2005) ; c) en canal artificiel d'après Maddux et al. (2003) ; d) en canal artificiel d'après Bennett et Best, 1995. 217

Figure VI.19 : Ratio de la vitesse moyenne sur la colonne d'eau pour la simulation avec présence des dunes dans le MNT (V_{dunes}) sur la vitesse moyenne sur la colonne d'eau pour la simulation sans présence des dunes dans le MNT ($V_{smoothed}$). D'après Unsworth et al., 2020. 218

Figure VI.20 : Profils longitudinaux de l'évolution du lit et de la force de cisaillement dans le cas a) de barres libres ; b) de barres forcées. D'après Cordier et al. (2019). 219

Figure VI.21 : Graphique *hotspot* de la hauteur relative de la dune (ratio hauteur de dune H_D et profondeur d) en fonction de l'angle de la face aval (*lee-side*). Les lignes de contour noires

représentent le pourcentage d'abondance pour les dunes superposées (l'étoile correspond à la valeur moyenne). D'après Cisneros et al. (2020). 220

Figure VI.22 : Relation entre la hauteur relative des dunes et des barres, et l'angle de leur face aval respective. La courbe noire en pointillés représente la limite d'apparition de la zone de séparation des écoulements en aval de la crête d'après Lefebvre et Winter (2016). 221

Figure VI.23 : Relation entre l'angle de la face aval des dunes et la part du frottement de forme sur le frottement totale. D'après Lefebvre et Winter (2016). Les simulations LSA 1, LSA 2 et LSA 3 ont été réalisées pour des hauteurs relatives respectives de 0,4, 0,17 et 0,05. Voir Lefebvre et Winter (2016) pour plus de détails sur les simulations. 222

Figure VI.24 : a) Hauteur moyenne des dunes sur les barres en fonction de la profondeur moyenne sur les barres, comparaison avec les modèles de Yalin (1964) simplifié et Julien et Klaassen (1995) ; b) hauteur moyenne des dunes sur les barres en fonction de la longueur d'onde moyenne, comparaison avec les modèles de Flemming (1988). 223

Figure VI.25 : Distribution de la différence de profondeur sur la face amont des barres. 224

Figure VI.26 : Evolution longitudinale de la hauteur des dunes sur la barre B1 (P10) pour différents évènements hydrologiques. Voir Figure V.6, Figure VI.9 et Figure VI.10 pour l'identification respective de la barre, du profil et de l'évènement hydrologique. Ecart type (std), moyenne (avg) et nombre de dunes (n) pour chaque évènement. 225

Figure VI.27 : Evolution longitudinale de la longueur d'onde des dunes sur la barre B1 (P10) pour différents évènements hydrologiques. Voir Figure V.6, Figure VI.9 et Figure VI.10 pour l'identification respective de la barre, du profil et de l'évènement hydrologique. Ecart type (std), moyenne (avg) et nombre de dunes (n) pour chaque évènement. 225

Figure VI.28 : Evolution longitudinale de l'angle de la face aval des dunes sur la barre B1 (P10) pour différents évènements hydrologiques. Voir Figure V.6, Figure VI.9 et Figure VI.10 pour l'identification respective de la barre, du profil et de l'évènement hydrologique. Ecart type (std), moyenne (avg) et nombre de dunes (n) pour chaque évènement. 226

Figure VI.29 : Evolution longitudinale de la hauteur des dunes sur la barre B5 (P12) pour différents évènements hydrologiques. Voir Figure V.6, Figure VI.9 et Figure VI.10 pour l'identification respective de la barre, du profil et de l'évènement hydrologique. Ecart type (std), moyenne (avg) et nombre de dunes (n) pour chaque évènement. 227

Figure VI.30 : Evolution longitudinale de la longueur d'onde des dunes sur la barre B5 (P12) pour différents évènements hydrologiques. Voir Figure V.6, Figure VI.9 et Figure VI.10 pour l'identification respective de la barre, du profil et de l'évènement hydrologique. Ecart type (std), moyenne (avg) et nombre de dunes (n) pour chaque évènement. 228

Figure VI.31 : Evolution longitudinale de l'angle de la face aval des dunes sur la barre B5 (P12) pour différents évènements hydrologiques. Voir Figure V.6, Figure VI.9 et Figure VI.10 pour l'identification respective de la barre, du profil et de l'évènement hydrologique. Ecart type (std), moyenne (avg) et nombre de dunes (n) pour chaque évènement. 228

Figure VI.32 : Distribution de la célérité médiane ($m.j^{-1}$) des barres (n=26) et des dunes superposées (n=180). 232

Figure VI.33 : Schéma des différents ordres de grandeurs de célérité et de taille des macroformes, mésoformes et grains en mouvement sur le lit de la Loire. V_a correspond à la vitesse apparente mesurée avec l'aDcp, alors que C_d et C_b correspondent aux vitesses des dunes et des barres, respectivement. 233

Figure VI.34 : Evolution de l'angle de la face aval des barres en fonction du ratio entre la hauteur des dunes et la hauteur des barres. 234

Figure VII.1: a) Différentes lois de calibration de la vitesse apparente du fond mobile avec les taux de transport mesurés par des échantillonneurs de la charge de fond. Parmi ces relations figurent celles recensées par Rennie et al. (2017), celle de Conevski et al. (2020a), et celle de Le Guern et al. (2021) ; b) Différentes lois de calibration de la puissance acoustique avec les taux de transports mesurés par des échantillonneurs de la charge de fond. 244

Figure VII.2 : a) Hydrogramme de la Loire à Saumur avec les campagnes de mesures utilisées pour la construction des deux modèles numériques (triangles rouges). Ces campagnes comprennent des mesures bathymétriques, courantométriques et de transport solide. La campagne LIDAR topo-bathymétrique (projet RTEMUS) est également représentée (cercle vert) ; b) MNT (résolution 0,5 m) de la Loire à Saint-Mathurin-sur-Loire issu du levé LIDAR topo-bathymétrique. 251

Figure VII.3 : Comparaison entre l'évolution du lit simulée et l'évolution du lit mesurée (D'après Pizarro, 2018)..... 251

Liste des tableaux

Table I.1 : Vitesse de migration des barres sédimentaires entre Briare et Angers (1858-1859). 19

Table I.2 : Estimation des apports moyens annuels par érosion de berge entre 1856 et 1859 (Comoy dans Partiot [1871]). 21

Table I.3 : Synthèse des estimations de transport solide par charriage sur le bassin de la Loire. 28

Table II.1 : Débits caractéristiques de la Loire sur plusieurs stations hydrométriques et de ses principaux affluents (source HYDRO-MEDDE/DE). 36

Table II.2 : Aperçu des valeurs de coefficient de débit dans la littérature (d'après van den Berg, 1987 et Ten Brinke, 1999). 58

Table III.1 : Débits efficaces, débits efficaces normalisés et débits caractéristiques normalisés pour 4 sites sur la Loire sur la période 1990-2020. Les débits sont normalisés par le module pour chaque station hydrologique associée. 97

Table III.2 : Valeurs du charriage annuel et du charriage annuel spécifique déterminées sur la période 1990-2020 à partir des lois de tarages solide pour 4 sites de la Loire. 98

Table IV.1: Coefficient of determination (COD) between dune parameters and acoustic methods (log values). 117

Table IV.2 : Valeurs de la fréquence centrale médiane de n spectres pour chaque rivières investiguées. 158

Table VI.1 : Moyenne des paramètres géométriques des barres et des dunes superposées. 223

Table VII.1 : Equations de tarage élaborées ou reconstituées au cours de cette étude. . 241

Table VII.2 : Lois de calibration de l'hydrophone et de l'aDcp sur la Loire à Saint-Mathurin-sur-Loire. 243

Liste des notations

Symbole	Définition	Unité	Equation
A_{bar}	Surface occupée par une barre sur une section transversale au-dessus du niveau le plus bas du lit	m²	V.1
A_{water}	Section mouillée	m²	V.1
$b_{dir\ BT}$	Direction du bateau dans le référentiel du bottom track	°	IV.3
C	Coefficient de friction	-	V.8
C_0	Concentration maximale du charriage	-	IV.7
C_b	Concentration en sédiment de la couche active	-	IV.5 ; IV.7
C_D	Célérité des dunes	$m.s^{-1}$	II.9 ; II.10 ; II.11 ; II.12 ; IV.13
C_D^*	Célérité des dunes adimensionnelle	-	VI.12
C_{fond}	Concentration en MES à proximité du fond	$mg.l^{-1}$	-
C_{MES}	Concentration en MES	$mg.l^{-1}$	II.13
d	Profondeur d'eau	m	III.1 ; IV.9 ; V.5 ; VI.1 ; VI.2 ; VI.3 ; VI.4 ; VI.5 ; VI.6 ; VI.7 ; VI.8 ; VI.9 ; VI.10 ; VI.11
D^*	Diamètre des particules adimensionnalisé	-	IV.6 ; IV.7 ; IV.10 ; IV.11 ; IV.12
D_{50}	Diamètre médian des grains de sédiment	m	I.1 ; I.2 ; I.4 ; I.6 ; IV.10 ; IV.11 ; IV.12 ; IV.17 ; V.6 ; VI.4 ; VI.5 ; VI.6 ; VI.7 ; VI.10 ; VI.11
D_g	Taille moyenne géométrique de la taille des sédiments	m	-
D_B	Distance parcourue par les barres	m	I.5

$\mathbf{def}_{South}$ / $\mathbf{def}_{North}$	Pourcentage de l'écoulement dévié vers le Sud / Nord	%	V.2 ; V.3
d_s	Epaisseur de la couche active	m	IV.5 ; IV.6
d_r	Rayon d'une particule de sédiment	m	IV.4
$d_{s\,rel}$	Rugosité relative	-	V.7
$E_{q_{s\,BTMA}}$	Incertitude stochastique associée à la mesure du taux de transport BTMA	$kg.s^{-1}.m^{-1}$	II.5
F_c	Fréquence centrale du spectre acoustique	Hz	IV. 17
$\mathbf{Fr}$	Nombre de Froude	-	-
$\mathbf{Fr}_t$	Nombre de Froude au début du régime de transition	-	VI.10
$\mathbf{Fr}_u$	Nombre de Froude au début du régime de haute énergie	-	VI.11
g	Accélération gravitationnelle	$m.s^{-2}$	I.2 ; I.4 ; I.7 ; III.1 ; IV.10 ; IV.11 ; IV.12
H	Hauteur de la forme du lit hôte	m	-
H_B	Hauteur des barres	m	-
H_D	Hauteur des dunes	m	II.9 ; II.10 ; II.11 ; IV.13 ; VI.1 ; VI.2 ; VI.4 ; VI.5 ; VI.6 ; VI.7 ; VI.8 ; VI.9
H_D^*	Hauteur des dunes adimensionnelle	-	VI.12
H_S	Hauteur de la forme du lit superposée	m	-
L_D	Longueur d'onde des dunes	m	VI.3 ; VI.5 ; VI.7
m	Mode de barre = nombre de lignes parallèles présentant des barres alternes dans un chenal	-	-
$\mathbf{main}_{dir\,flow}$	direction principale de l'écoulement (orientation berge)	°	V.4
$\mathbf{mean}_{dir\,flow}$	direction moyenne de l'écoulement sur la MCS	°	V.4
n	Nombre d'échantillons, population statistique	-	II.5
$n_{count}[\mathbf{180-270}]$ / $n_{count}[\mathbf{290-360}]$	Nombre d'ensembles aDcp dont la direction est comprise entre 180-270°N / 290-360°N	-	V.2 ; V.3

$n_{total\ MCS}$	Nombre total d'ensembles aDcp sur une MCS	-	V.2 ; V.3
P	Puissance acoustique	µPa²	II.6 ; IV.14 ; IV.16 ; IV.18
Q	Débit du cours d'eau	$m^3.s^{-1}$	-
Q_{eff}	Débit efficace	$m^3.s^{-1}$	-
Q'_m	Débit critique au-dessous duquel le mode de barre m domine	$m^3.s^{-1}$	-
q_{MES}	Débit solide unitaire de MES	$g.s^{-1}.m^{-1}$	II.14
Q_{MNA}	Débit mensuel minimal annuel	$m^3.s^{-1}$	-
Q_{mod}	Débit moyen interannuel	$m^3.s^{-1}$	-
Q_s	Débit solide	$kg.s^{-1}$	I.1 ; I.8 ; I.9 ; III.5 ; III.6 ; III.7 ; III.8
q_s	Débit solide unitaire	$kg.s^{-1}.m^{-1}$	I.6 ; IV.15 ; IV.16 ; IV.18
$q_s ADCP$	Débit solide unitaire déterminée à partir des aDcp	$g.s^{-1}.m^{-1}$	IV. 4 ; IV.5 ;
$q_s BTMA$	Débit solide unitaire déterminée à partir des BTMA	$g.s^{-1}.m^{-1}$	II.4 ; II.10 ; IV1
$q_s DTM$	Débit solide unitaire déterminée à partir du DTM	$g.s^{-1}.m^{-1}$	II.9 ; II.11 ; IV.13
Q_l	Débit liquide	$m^3.s^{-1}$	I.1 ; I.8 ; I.9 ; III.5 ; III.6 ; III.7 ; III.8
Q_x	Débit de temps de retour *x* années	$m^3.s^{-1}$	-
R	Gravité spécifique immergée du sédiment	-	I.2 ; I.4 ;
R^2	Coefficient de détermination	-	-
r	Coefficient de transport latéral	-	-
Re_p	Nombre de Reynolds particulaire	-	I.4 ;
r_h	Rayon hydraulique	m	I.6 ; I.7
S_b	Pente du lit	$m.m^{-1}$	I.1 ; I.6 ; I.7 ; III.1
s	Ratio de densité du sédiment	-	IV.10. IV.11 ; IV.12
T	Paramètre d'état du transport	-	IV.6 ; IV.7 ; IV.8 ; VI.4 ; VI.5
u	Vitesse de l'écoulement	$m.s^{-1}$	I.5 ; IV.9
u_* (ou u'_*)	Vitesse de cisaillement	$m.s^{-1}$	IV.8 ; IV.9 ; VI.9
u_{*cr}	Vitesse de cisaillement critique	$m.s^{-1}$	IV.8 ; IV.11 ; IV.12 ;
V_a	Vitesse apparente du fond mobile (aDcp)	$m.s^{-1}$	II.7 ; II.8 ; IV.2 ; IV.3 ; IV.15
V_{aE}	Composante Est de la vitesse apparente du fond mobile	$m.s^{-1}$	II.8

V_{aN}	Composante Nord de la vitesse apparente du fond mobile	m.s^{-1}	II.8
$V_{a\,proj}$	Vitesse apparente du fond mobile projetée dans la direction de l'écoulement (aDcp)	m.s^{-1}	IV.3 ; IV.4 ; IV.5
V_b	Vitesse de l'eau à proximité du fond	m.s^{-1}	I.6 ;
V_{BT}	Vitesse de l'aDcp dans le référentiel du *Bottom Track*	m.s^{-1}	II.7 ; IV.2
V_{GPS}	Vitesse de l'aDcp dans le référentiel GPS	m.s^{-1}	II.7 ; IV.2
V_p	Vitesse de particule	m.s^{-1}	I.6 ;
V_{sed}	volume moyen instantané de sédiment capturé	m^3.s^{-1}	II.4 ; IV.1
W	Largeur du chenal	m	V.5
$w_{dir\,BT}$	Direction de l'écoulement dans le référentiel du bottom track	°	IV.3
Z_{fond}	Altitude du fond déterminée en bathymétrie	m NGF	II.1 ; II.3 ;
Z_{GPS}	Altitude de la base de l'antenne GPS	m NGF	II.1 ;
Z_{NE}	Altitude de la ligne d'eau	m NGF	II.3 ;
α	Facteur d'efficacité de l'échantillonneur	-	II.4 ; IV.1
α_B	Angle de la face aval des barres	°	-
α_D	Angle de la face aval des dunes	°	-
β (ou half β)	Ratio d'aspect : rapport entre la largeur et la profondeur d'un chenal	-	I.1 (V.5)
β_c	Ratio d'aspect critique	-	-
β_d	Coefficient de débit	-	II.10 ; II.11 ; IV.13
β'_m	Ratio d'aspect critique entre le mode de barre m-1 et m	-	-
Δdir	Différence entre la direction principale de l'écoulement et la direction moyenne de l'écoulement sur la MCS	°	V.4
ε	Concentration de sédiment dans la couche de charriage	-	II.4 ; IV.1
λ	Porosité du sable	-	II.9 ; II.11 ; IV.13

λ_B	Nombre d'onde des barres	-	-
Ω	Taux d'accroissement (*amplification rate*)	-	-
ω	Fréquence angulaire (*angular frequency*)	-	-
ψ	Ratio d'obstruction d'une section d'écoulement	-	V.1
ρ	Masse volumique de l'eau	$kg.m^{-3}$	I.2 ; III.1 ; V.6
ρ_s	Masse volumique du sédiment	$kg.m^{-3}$	II.4 ; IV.1 ; IV.4 ; IV.5 ; V.6
σ	Ecart type	-	II.5
τ	Force tractrice au sein de la colonne d'eau	$N.m^{-2}$	-
τ^*	Paramètre de Shields	-	I.2 ; V.6 ; VI.1 ; VI.8
τ_b	Force tractrice à proximité du fond	$N.m^{-2}$	I.2 ; III.1 ; V.6
τ_c^*	Paramètre de Shields critique	-	I.3 ; VI.1
ν	Viscosité cinématique de l'eau	$m^2.s^{-1}$	I.4 ; IV.10
ν_s	Vitesse de chute de particule	$m.s^{-1}$	VI.9

Liste des acronymes

ADCP *Acoustic Doppler Current Profiler*

AELB Agence de l'Eau Loire Bretagne

AMO *Atlantic Multidecadal Oscillation*

BT *Bottom Track*

BTMA *Bedload Transport Meter Arnhem*

CEN Conservatoire d'Espaces Naturels

CNR Compagnie Nationale du Rhône

COD *Coefficient Of Determination*

DTM *Dune Tracking Method*

EDF DTG Electricité De France Division Technique Générale

EPALA Etablissement Public d'Aménagement de la Loire et de ses Affluents

EPL Etablissement Public Loire

GIP LE Groupement d'Intérêt Public Loire Estuaire

GPS *Global Positioning System*

IGN Institut national de l'information géographique et forestière

MCS *Mean Cross Section*

MEDDE Ministère de l'Ecologie, du Développement Durable et de l'Energie

MES Matières En Suspension

NE Niveau d'Eau

PSD *Power Spectral Density*

RMA *Reduced Major Axis*

R-TEMUS Restauration du lit – Trajectoires Ecologiques, Morphologiques et d'Usages en basse Loire

RTK *Real Time Kinematic*

SPD *Spectral Probability Density*

VMT *Velocity Mapping Toolbox*

VNF Voies Navigables de France

Préambule

Les systèmes fluviatiles évoluent au cours des temps géologiques par le jeu des flux hydriques et solides qui permettent, entre autre, l'incision des vallées dans lesquelles ils s'écoulent actuellement. En plus de contribuer à la construction d'une mosaïque de milieux soumise à un régime de perturbations favorisant la biodiversité dans son acception large, la production et le transit sédimentaire constituent un acteur majeur du fonctionnement des cours d'eau. L'eau et les sédiments véhiculés par les cours d'eau constituent des ressources convoitées (voie de communication, construction, irrigation, alimentation en eau potable, pêche, production d'énergie,…) qui ont poussé les sociétés à fortement aménager ces milieux. Les hydrosystèmes fluviaux constituent à ce titre des milieux de convergence d'intérêts, d'usages et de risques différents qui complexifient leur gestion au sein d'un territoire. Une gestion efficace doit tenir compte à la fois de la dynamique naturelle des cours d'eau et des enjeux humains. Dans ce cadre, l'étude de ces milieux et la compréhension des processus sédimentologiques associés fait consensus. Ce travail s'inscrit dans ce contexte et a pour objectif de contribuer à la compréhension des processus de transport sédimentaire en particulier dans les grandes rivières de plaine caractérisées par des sédiments sablo-graveleux, à l'instar de la Loire prise ici comme exemple.

Cet ouvrage se compose de 7 chapitres. Le premier chapitre pose le contexte scientifique et les questions de recherche auxquelles nous tenterons de répondre. Le chapitre II présente l'approche analytique retenue et détaille le site d'étude et les matériels et méthodes. Le chapitre III illustre les méthodes traditionnellement employées pour la quantification du transport solide dans les grands cours d'eau sablo-graveleux. Le chapitre IV apporte des éléments nouveaux pour optimiser cette méthode à partir d'outils acoustiques. Le chapitre V aborde l'étude détaillée du fonctionnement morphologique du site d'étude et les interactions entre les barres sédimentaires. Les phénomènes d'interaction des formes du lit sont ensuite appréhendés via le prisme des interactions entre barres sédimentaires et dunes (chapitre VI). Enfin, le chapitre VII synthétise les résultats importants de cette étude et dresse les perspectives à ce travail de thèse.

Chapitre I.

Introduction

« Parmi nos grands cours d'eau français, il n'en est aucun qui présente des conditions naturelles aussi défectueuses que la Loire… La Loire ne comprend alors que de minces filets qui courent à travers d'immenses bancs de sable jaunâtre. A ces désavantages, déjà sérieux, on doit ajouter un troisième, peut-être plus grave encore, provenant des sables que le fleuve roule. »

Gallouedec, 1897.

« La grève avance ainsi par l'effet du courant, comme les dunes sous l'action du vent. La grève marche tout entière par le déplacement successif de toutes les molécules qui la composent. Elle semble couler vers la mer, suivant l'expression des mariniers de la Loire. »

Partiot, 1871.

« Souvent la surface de la grève, surtout dans la partie précédant le cul de grève, présente des rides, des sillons normaux au courant… Les mariniers et baliseurs appellent ces sillons ''andins''… Les andains constituent, on le voit, des grèves élémentaires dont le talus doux d'amont représente la partie en glacis des grèves, et le talus raide d'aval, le cul de grève. »

Guillon, 1898.

I.1. Contexte scientifique général

I.1.1. Morphodynamique des cours d'eau

On différencie les rivières alluviales (*alluvial river*) des rivières qui s'écoulent sur le substratum rocheux (*bedrock river*) de par leur dynamique. Un cours d'eau alluvial représente un système dynamique qui s'écoule sur un lit et des berges composés de sédiments mobiles qu'il a participé à transporter et à déposer (Schumm, 1985). Ce type de système fluviatile évolue morphologiquement à différentes échelles d'espace et de temps sous l'effet de la variation des facteurs de contrôle tels que les apports solides et liquides qui dépendent respectivement de la nature des terrains (lithologie, géologie structurale, occupation des sols) et du climat. La forte variabilité des facteurs de contrôle induit un ajustement permanent de la morphologie autour d'une condition d'équilibre à différentes échelles spatio-temporelles (Figure I.1a). Cet équilibre dynamique (Bridge, 2003, Sear et al., 2010) consiste en l'ajustement de la morphologie et de la géométrie des chenaux dans le temps (pente, taille des grains transportés, largeur, profondeur, forme en plan). Les aménagements anthropiques et les usages imposés aux cours d'eau influencent fortement ces variables de contrôle et donc, par rétroaction, leur comportement morphodynamique (Figure I.1b et c).

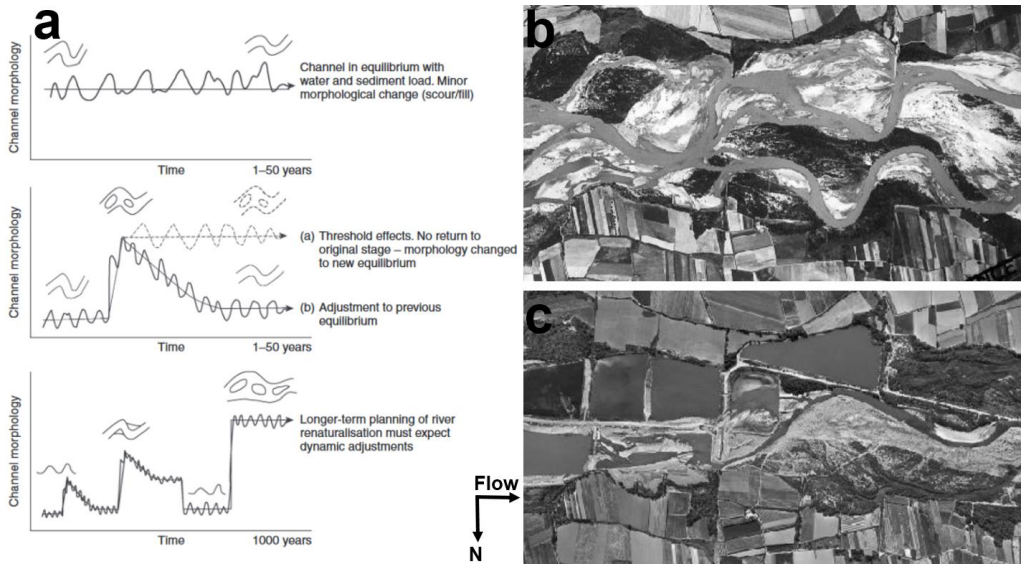


Figure I.1 : a) Schéma conceptuel de l'équilibre dynamique des rivières, d'après Sear et al., 2010 ; Vues aériennes de la Durance en aval de Pertuis montrant le changement de style fluvial qui s'est opéré suite aux aménagements de la Durance (extractions, seuils), b) 1950 tressage actif et c) 1996 chenal unique. D'après Couvert et al., 1999.

L'ajustement morphologique s'effectue selon des réponses temporelles variées. Le profil longitudinal s'ajuste à l'échelle séculaire voire millénaire, le style fluvial (forme en plan) s'adapte selon des échelles comprises entre la décennie et le siècle, tandis que la section transversale d'un cours d'eau peut s'adapter à l'échelle de la décennie voire d'un évènement de crue (Knighton, 1998). La présence de la végétation vient complexifier ce système. A l'échelle des bassins versants et des corridors fluviaux, cette dernière influence les taux de ruissellement et la disponibilité sédimentaire ainsi que la stabilité des chenaux et des plaines d'inondations par les interactions qu'elle engendre avec le transit des sédiments et les caractéristiques hydrauliques des écoulements (Corenblit et al., 2007 ; Tal et Paola, 2007, Gibling et Davies, 2012).

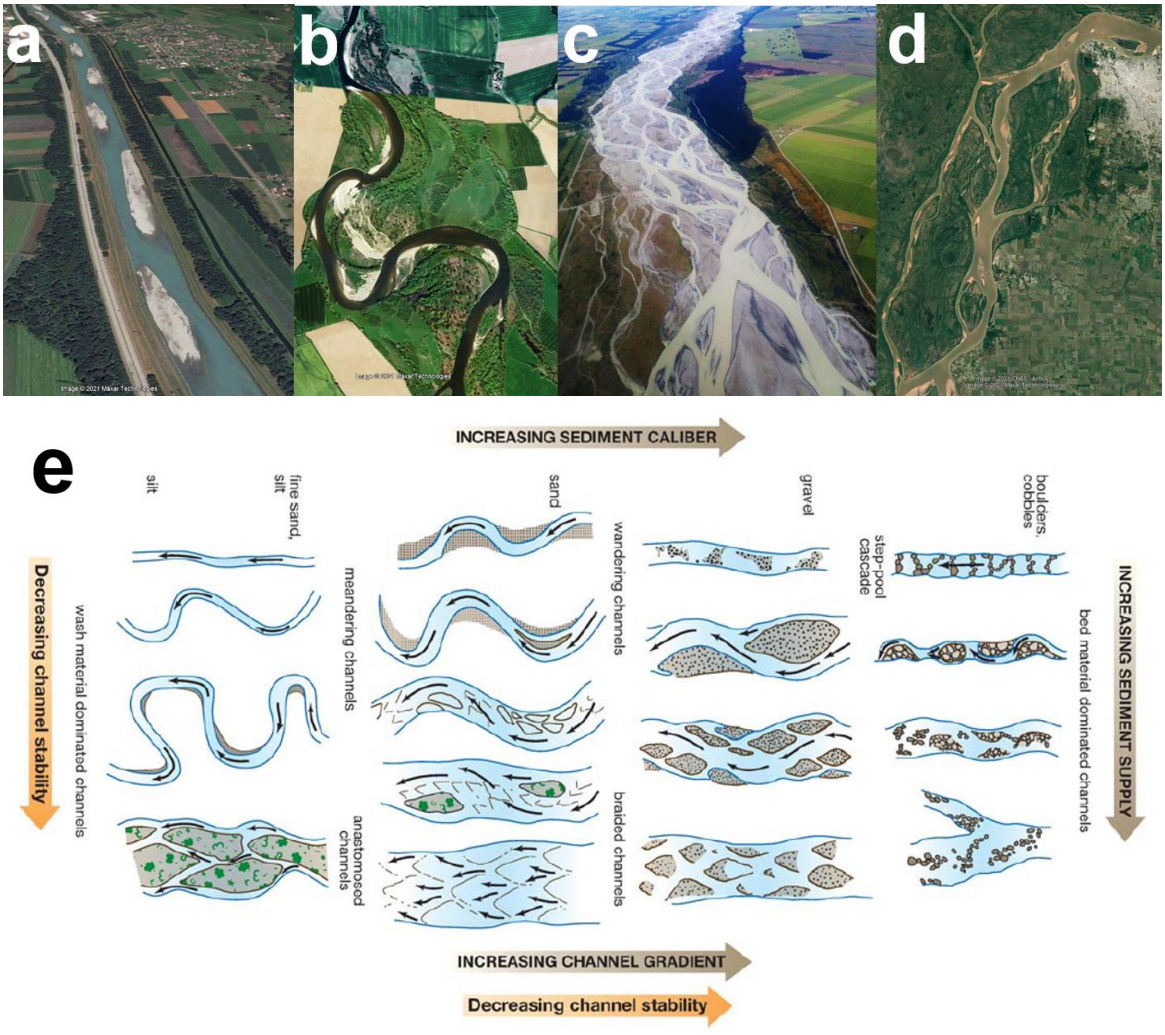


Figure I.2 : Variabilité de la forme en plan des cours d'eau. a) rivière à chenal unique rectiligne (Rhin, Suisse [source : Google Earth]) ; b) rivière à chenal unique méandriforme (Allier, France [source : Google Earth]) ; c) rivière à chenaux multiples en tresse (Waimakariri River, Nouvelle-Zélande) ; d) rivière à chenaux multiples en anastomose (Rio Paraná, Argentine [source : Google Earth]) ; d) Diagramme de la diversité de formes des rivières alluviales en fonction des principaux facteurs de contrôle, d'après Church (2006).

La forme en plan d'un cours d'eau défini son style fluviatile. Traditionnellement, on distingue les cours d'eau à chenal unique des cours d'eau à chenaux multiples. La forme en plan peut être définie de façon plus précise par la séparation des chenaux autour des barres sédimentaires ou des îles et leur degré de sinuosité (Bridge, 2003). Les systèmes à chenaux uniques sont caractérisés de rectilignes (Figure I.2a) ou méandriformes (Figure I.2b) selon leur degré de sinuosité, tandis que les chenaux multiples sont considérés comme en tresse ou anastomosés (anastomose et anabranche), selon qu'ils soient respectivement séparés par des barres et des îles (Figure I.2c), ou par des parties de plaine alluviale (Figure I.2d). Cette distinction reste ambiguë dans certaines rivières en tresse où l'assemblage des barres sédimentaires contribue à la confusion entre la tresse et l'anastomose (Coleman, 1969 ; Bridge, 2003).

Plusieurs modèles conceptuels ont été proposés pour définir des critères de contrôle de la forme des chenaux. Certains s'appuient sur la relation entre le débit liquide, la pente et la taille des grains (Lane, 1957 ; Leopold et Wolman, 1957 ; Chang, 1985) tandis que d'autres s'appuient sur le ratio d'aspect (rapport largeur/profondeur du chenal) et le nombre de Froude (Parker, 1976 ; Fredsoe, 1978 ; Struiksma et Klaassen, 1988). La relation empirique de Rubey (1933) tient compte de ces paramètres et présente l'évolution du lit (le rapport entre la largeur du chenal et la profondeur [ratio d'aspect β] et la pente du lit S_b) comme étant proportionnelle aux débits liquides (Q_l) et solides (Q_s) et à la taille médiane des grains (D_{50}) :

$$S_b\beta \propto Q_s^a D_{50}^b Q_l^c \qquad \textbf{Eq. I.1}$$

La diversité des chenaux dépend également du mode de transport des sédiments (Schumm, 1981), de la cohésion des sédiments et de la végétation qui permettent une stabilité accrue des berges (Tal et Paola, 2010) (Figure I.2e). Enfin, la distribution spatiale des barres sédimentaires dans un chenal peut également constituer un critère de classification de la forme des chenaux en qualifiant le mode des barres (Crosato et Mosselman, 2009). Le patron (*pattern)* des barres évolue depuis le mode alterne où les barres sont situées en quinconce en rive droite et en rive gauche du chenal (méandriforme ou rectiligne), vers des barres multiples (*pattern* de tressage), en passant par un stade de transition avec les barres centrales (Figure I.3).

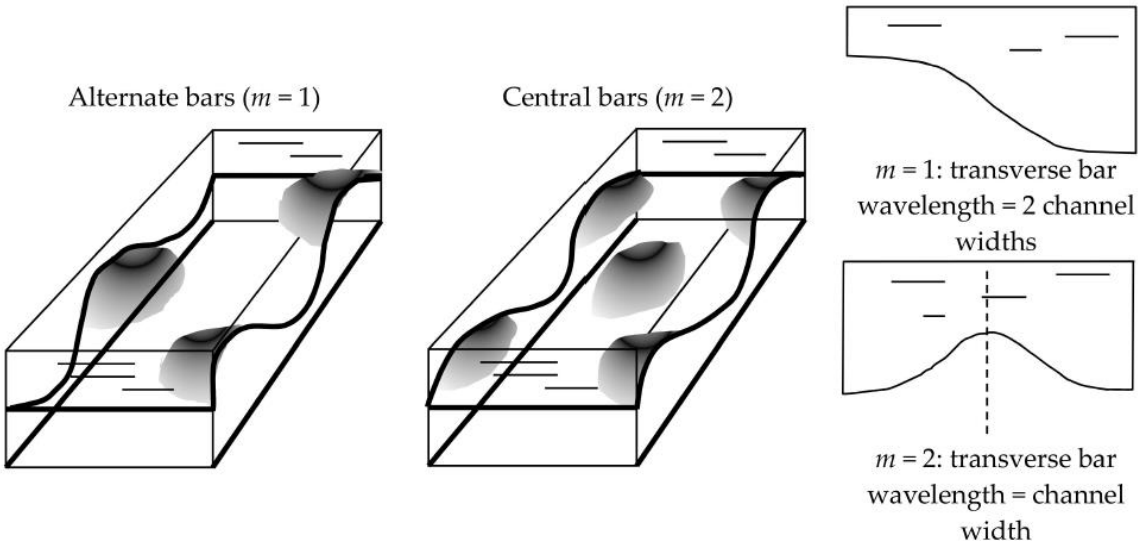


Figure I.3 : Schéma de la forme des chenaux en fonction du pattern des barres (bar mode m), d'après Crosato et Mosselman (2020).

I.1.2. Fonctionnement hydrosédimentaire des cours d'eau sablo-graveleux

Ce manuscrit se focalise sur les processus physiques observés dans un cours d'eau alluvial à charge sablo-graveleuse. Il est donc nécessaire de distinguer ces derniers des rivières strictement graveleuses dont le comportement morphodynamique diffère et qui sont très étudiées par la communauté scientifique (***9th*** *International Gravel-bed Rivers Workshop, 2023*).

I.1.2.1. Transport des sédiments

Le transport des sédiments dans un cours d'eau peut s'effectuer selon deux modes : la suspension (*suspended load*) au sein de la colonne d'eau et la charge de fond (*bedload :* charriage, roulement, glissement, saltation). L'érosion et le transport de particules non cohésives au sein des rivières résultent de la balance des forces de gravité et de celles exercées par le fluide. Le concept de seuil de mise en mouvement a été formalisé par Shields (1936). Lorsque la force du fluide excède les forces de gravité s'appliquant sur un grain, la mise en mouvement de la particule est possible. Ce mouvement est conditionné en partie par l'agencement des grains entre eux (*e.g.* modèle du pivot, Bridge 2003, p.52) ; un sédiment étant composé d'une population de grains souvent hétérogène en densité, taille et forme. (Wilcock et McArdell, 1997 ; Miwa et Parker, 2017). Le paramètre adimensionnel de Shields (τ^*) qualifie la capacité d'un écoulement à mobiliser des sédiments d'une taille donnée :

$$\tau^* = \frac{\tau_b}{\rho g R D} \qquad \textbf{Eq. I.2}$$

où τ_b est la contrainte de cisaillement exercée à proximité du fond, ρ est la densité de l'eau, g est l'accélération de la pesanteur, R est la gravité spécifique immergée du sédiment, et D est le diamètre des sédiments. Pour une taille de grain donnée, on peut définir le critère adimensionnel de Shields critique (τ_c^*) au-delà duquel ce grain peut être mis en mouvement (Figure I.4). Certains auteurs ont converti le diagramme de Shields original en une relation entre τ^* et le nombre de Reynolds particulaire (Re_p). Une équation de la courbe de Shields a été ajustée et permet de calculer la valeur critique du paramètre de Shields (Brownlie, 1981) :

$$\tau_c^* = 0{,}22\, R_{ep}^{-0,6} + 0{,}06 \exp(-17{,}77 R_{ep}^{-0,6}) \qquad \textbf{Eq. I.3}$$

$$\mathrm{Re}_p = \frac{\sqrt{gRD}D}{\nu} \qquad \textbf{Eq. I.4}$$

où ν est la viscosité cinématique de l'eau. Dès lors que le seuil de mise en mouvement est dépassé, la particule de sédiment se déplace par charriage sur le fond. Pour que cette particule se déplace en suspension, il faut que la vitesse de cisaillement (u_*) soit supérieure à la vitesse de chute de la particule (v_s) (Figure I.4). Pour les particules les plus fines, la mise en mouvement s'effectue directement par suspension.

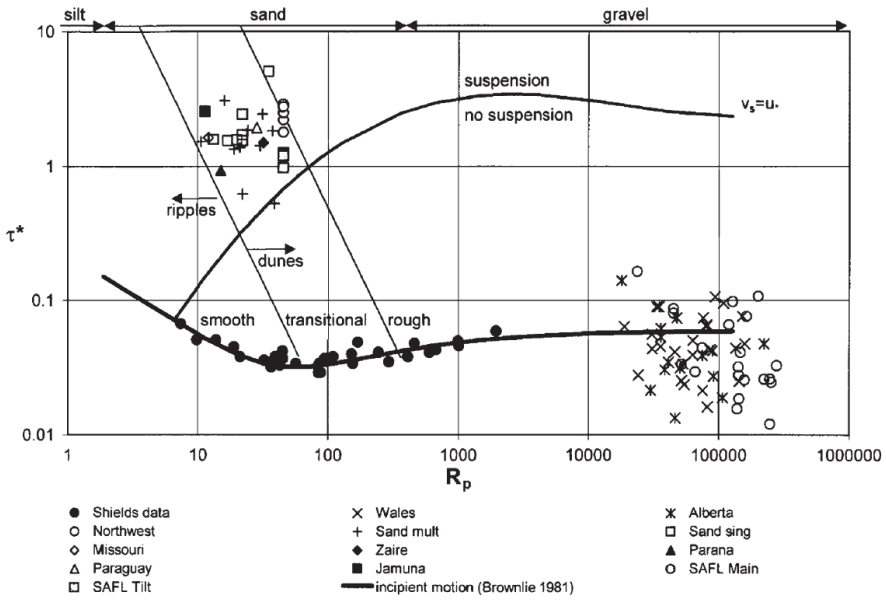


Figure I.4 : Diagramme de Shields-Parker de la sédimentation dans les rivières, d'après Garcia, 2000).

La Figure I.4 permet d'observer la différence de comportement entre les rivières sableuses (Jamuna, Parana, Zaire) où le transport en suspension domine, et les rivières graveleuses (Alberta, rivières du Nord-Ouest Pacifique) où le charriage domine. Dans les rivières graveleuses, le seuil de mise en mouvement n'est dépassé que pour des conditions hydrauliques spécifiques, atteintes pour un débit dont le temps de retour peut être assez important. Cela implique que la mise en mouvement de la charge de fond composant le lit ne s'opère que pour des conditions hydrologiques importantes. Au contraire, les cours d'eau sablo-graveleux se distinguent par une grande mobilité des sédiments même pour des niveaux de contrainte hydraulique assez faibles (*labile channel*, Church, 2006). Cette caractéristique conduit à penser que les périodes de débits modérés sont également favorables à des flux solides significatifs dès lors que l'on considère l'année hydrologique dans son ensemble et non plus uniquement les épisodes de crue (Rodrigues et Claude, 2010). Evidemment, les crues contribuent également largement à cette dynamique sédimentaire en complexifiant la compréhension des flux reliant débit liquide et débit solide.

I.1.2.2. Formes du lit : dunes et barres sédimentaires

Au sein des chenaux à dominance sablo-graveleuse, le transit de la charge de fond permet le développement de 3 grands types de formes du lit : les rides, les dunes et les barres sédimentaires (communément appelés « bancs alluviaux »). La taille de ces formes est à mettre en relation avec les grandeurs hydrauliques et géométriques telles que la profondeur d'eau et la largeur des chenaux.

Les rides fluviatiles constituent des ondulations progradantes, asymétriques en coupe, de quelques centimètres de haut. Ces objets s'initient par le jeu complexe des écoulements au sein de la sous-couche laminaire visqueuse (Best, 1992). Ces formes de petite taille correspondent aux microformes dans la classification proposée par Jackson (1975) et intègrent le *continuum* sédimentaire des formes progradantes (Bridge, 2003).

Lorsque l'intensité des écoulements et la granularité augmentent, les dunes remplacent les rides (Figure I.4). Les dunes sont des mesoformes dont la taille (amplitude et longueur d'onde) est de l'ordre de grandeur de la profondeur. La géométrie des dunes s'adapte aux conditions hydrauliques en régime non permanent (Reesink et al., 2018). Leur genèse et dynamique sont influencées principalement par la partie turbulente de la couche limite pour des écoulements sous-critiques ($Fr<1$). Les dunes fluviatiles sont composées, comme les rides, d'une face amont (*stoss side*) exposée au courant où l'érosion domine et le transit sédimentaire est actif. La face aval des

dunes (*lee side*) est plus pentue et génère une zone de séparation des écoulements turbulents se propageant vers la surface (*shear layer,* Figure I.5). Une zone d'abri dynamique (*separation zone,* Figure I.5) résulte également de cette morphologie et permet le dépôt des sédiments charriés depuis la face amont et la progradation de la dune par processus d'avalanche (*grain flow*) ou de sédimentation (*grain fall*). Les dunes s'opposent donc à l'écoulement et la perte d'énergie associée à la zone de séparation des écoulements créée une résistance supplémentaire à celle des grains. La rugosité totale d'un lit est donc la somme de la rugosité de grain et de la rugosité de forme (Einstein et Barbarossa, 1952 ; van Rijn, 1984b ; Warmink, 2014).

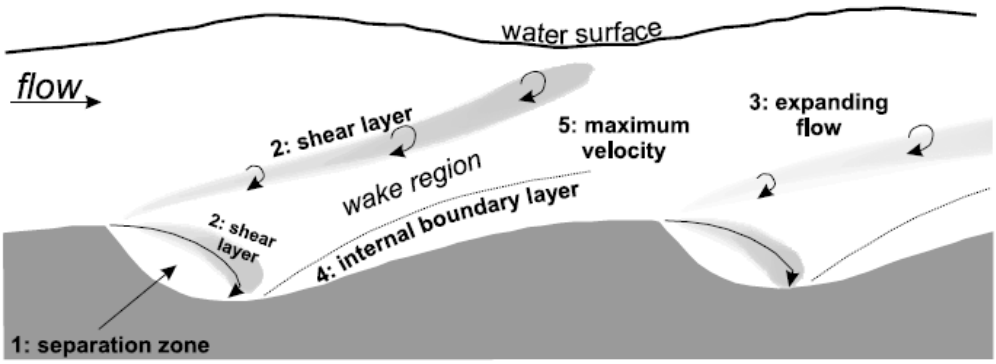


Figure I.5 : Représentation schématique des écoulements sur une dune fluviale (d'après Best, 2005).

Les barres sédimentaires constituent une troisième échelle de forme du lit (macroformes) présente dans les cours d'eau. Ces unités morphologiques constituent d'importants dépôts sédimentaires qui émergent lors des périodes de basses eaux. Les barres possèdent une longueur d'onde du même ordre de grandeur que la largeur du chenal. Leur amplitude est à mettre en relation avec l'épaisseur de la couche limite, qui s'exprime sur l'ensemble de la colonne d'eau pour les rivières peu profondes. Les barres peuvent être migrantes ou forcées, végétalisées ou non, et localisées dans différentes parties du chenal. Cette diversité implique l'emploi de plusieurs terminologies qui ne sont pas basées sur les mêmes critères de description (Crosato et Mosselman, 2020). Les barres sédimentaires peuvent être classées en fonction des paramètres physiques qui contrôlent leur formation. Ainsi, on distingue les barres périodiques (*periodic bars*) des barres permanentes (*steady bars*). Les barres forcées surviennent à partir d'une perturbation des écoulements ou d'un forçage, tandis que les barres périodiques (libres ou hybrides) surviennent à partir d'une instabilité morphodynamique. Les barres libres se forment sans forçage et migrent. Les barres hybrides font intervenir un forçage supplémentaire (Figure I.6, Duró et al., 2016).

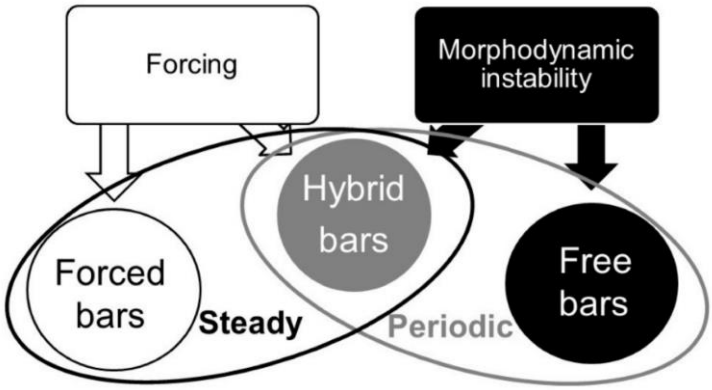


Figure I.6 : Classification des barres d'après Duró et al. (2016), dans Crosato et Mosselman (2020).

Dans les grands cours d'eau sablo-graveleux les dunes se superposent très souvent à des formes du lit de plus grande taille comme les barres sédimentaires (Figure I.7). Ce phénomène est observé tant en domaine fluvial qu'en domaine marin, cependant les interactions entre ces formes du lit restent peu étudiées (Marchesin, 2019).

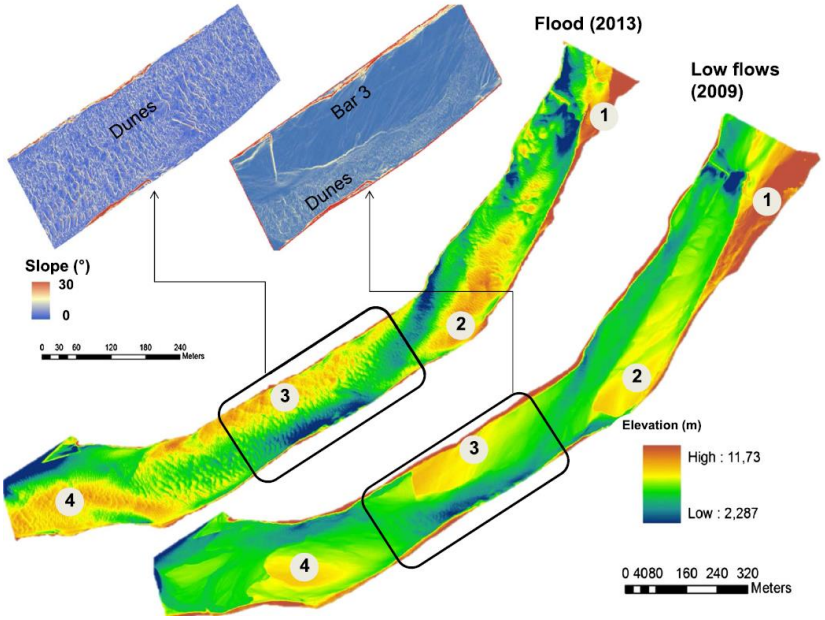


Figure I.7 : Modèle numérique d'altitude d'un chenal secondaire de la Loire à Ingrandes où des barres sédimentaires sont observées (2009). Ces barres sont couvertes de dunes lors de l'évènement de crue 2013. D'après Rodrigues et al., 2015.

I.2. Contexte ligérien : problématiques environnementales, programmes de restauration et flux solides

Les activités humaines menées aux échelles du bassin versant et du lit des cours d'eau perturbent leur dynamique morphologique. D'un point de vue appliqué, le contexte réglementaire européen et français souligne l'intérêt et l'urgence du rétablissement de la continuité sédimentaire à laquelle est associée la continuité écologique (*e.g.* « transport suffisant », libre migration des sédiments et des espèces, espace de mobilité, gestion/arasement des ouvrages transversaux, colmatage des lits, gestion des sédiments porteurs de contaminants, etc…). La rupture de cette continuité sédimentaire, et plus globalement la gestion de la charge solide des cours d'eau dans leurs bassins versants, sont le plus souvent liées à des considérations économiques actuelles et/ou passées, ou à des considérations associées au risque d'inondation. Le fleuve Loire, caractérisé à tort de « dernier fleuve sauvage d'Europe », ne fait pas exception.

Sans entrer dans une description exhaustive des pressions imposées au système ligérien au cours du temps, nous rappelons ici les faits marquants ayant engendrés des impacts sur les dynamiques physiques du fleuve : endiguement/protection de berges, aménagement pour la navigation, extractions massives de granulats, édification de barrages et de centrales nucléaires.

I.2.1. Aménagement du fleuve et conséquences sur sa dynamique hydro-sédimentaire

Avant l'édification des digues, les populations riveraines du val de Loire colonisaient principalement des points hauts naturels nommés tertres (ou montilles en Touraine, Morin et al., 2013). Initialement, les digues sont de simples cordons de sédiments reliant ces tertres et visant principalement la protection et l'extension de terres agricoles. A partir du XIIème siècle, le besoin de pérenniser ces ouvrages se fait ressentir et les digues sont élargies, exhaussées et entretenues (Figure I.8a). Ces digues, d'abord appelées turcies, ont été érigées en Anjou puis se sont étendues vers la Loire moyenne (Dion, 1961). A partir du XVème siècle, le terme de « levée » est plus communément employé pour désigner les digues. Leur rôle évolue vers la protection civile vis-à-vis du risque inondation et la fixation du lit mineur près des ports fluviaux (Dion, 1961). Lors des crues, elles concentrent les écoulements dans un chenal plus étroit que le lit majeur, zone d'expansion des crues, qui ne peut donc plus participer à l'écrêtement des crues et à la

dissipation de l'énergie. La concentration des flux liquides entraine l'augmentation de la capacité de transport solide conduisant à l'incision du lit du fleuve. Ces digues comportent par endroits des aménagements (déversoirs / digues fusibles) dont l'objectif est de permettre l'inondation contrôlée d'un val adjacent plutôt agricole. Initiée par l'Ingénieur Comoy dès 1856, l'implantation de ces ouvrages (13 entre le Bec d'Allier et le Bec de Vienne) marque une transition vers une gestion prévisionnelle et raisonnée de l'inondabilité du val de Loire.

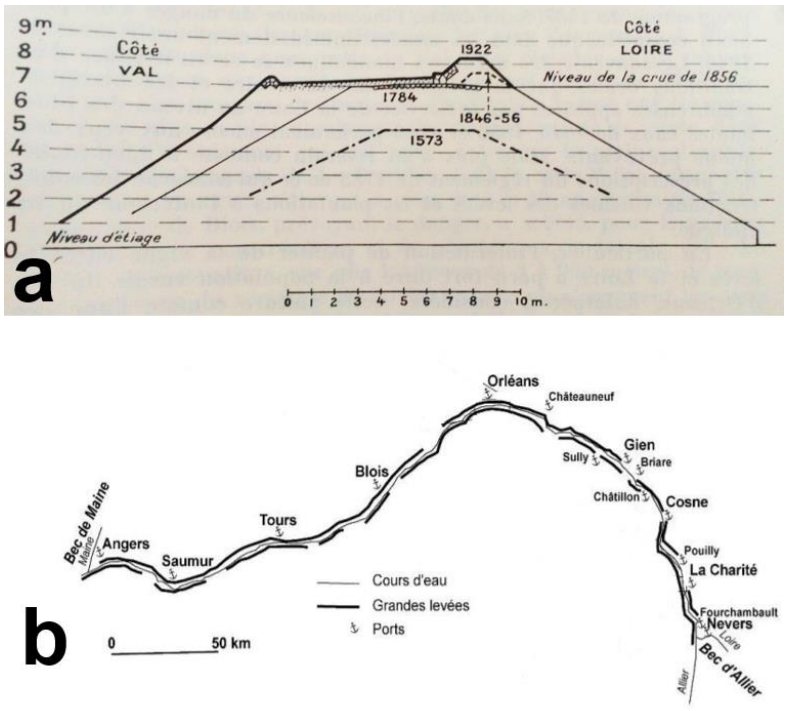


Figure I.8 : a) Schéma de l'évolution du niveau des levées de Loire au cours du temps (d'après Dion, 1961) ; b) implantation géographique des levées sur la Loire moyenne héritée de la position des ports fluviaux (d'après Grivel et al., 2018).

Le fleuve a subi une seconde campagne d'aménagement dès la fin du XIXème siècle dans le but de favoriser la navigation commerciale. La ligne d'eau d'étiage est alors rehaussée à l'aide d'épis, de chevrettes et de duits (ouvrages respectivement perpendiculaires, obliques ou parallèles à l'écoulement), qui concentrent les flux liquides dans un chenal unique à l'étiage. Ce procédé, inspiré des travaux menés sur le Rhône (casiers Girardon), contribue à entretenir un chenal d'étiage suffisamment profond (auto-curage) pour faciliter la navigation. Près de 700 épis ont été implantés sur la Loire aval entre Angers et Nantes, dont une grande partie reste fonctionnelle aujourd'hui. Certains bras secondaires, obturés par ce type d'ouvrage, sont le siège d'une sédimentation accrue lors de leur mise en eau (Figure I.9a). Ces dépôts s'opèrent

également au sein des champs d'épis (zones localisées entre deux épis) où les écoulements sont ralentis (Figure I.9b). Ces ouvrages, initialement constitués de pieux en bois et de fascines de châtaignier (Figure I.9c), se sont vus renforcés par des enrochements non liés (moellons de pierre) au cours du temps.

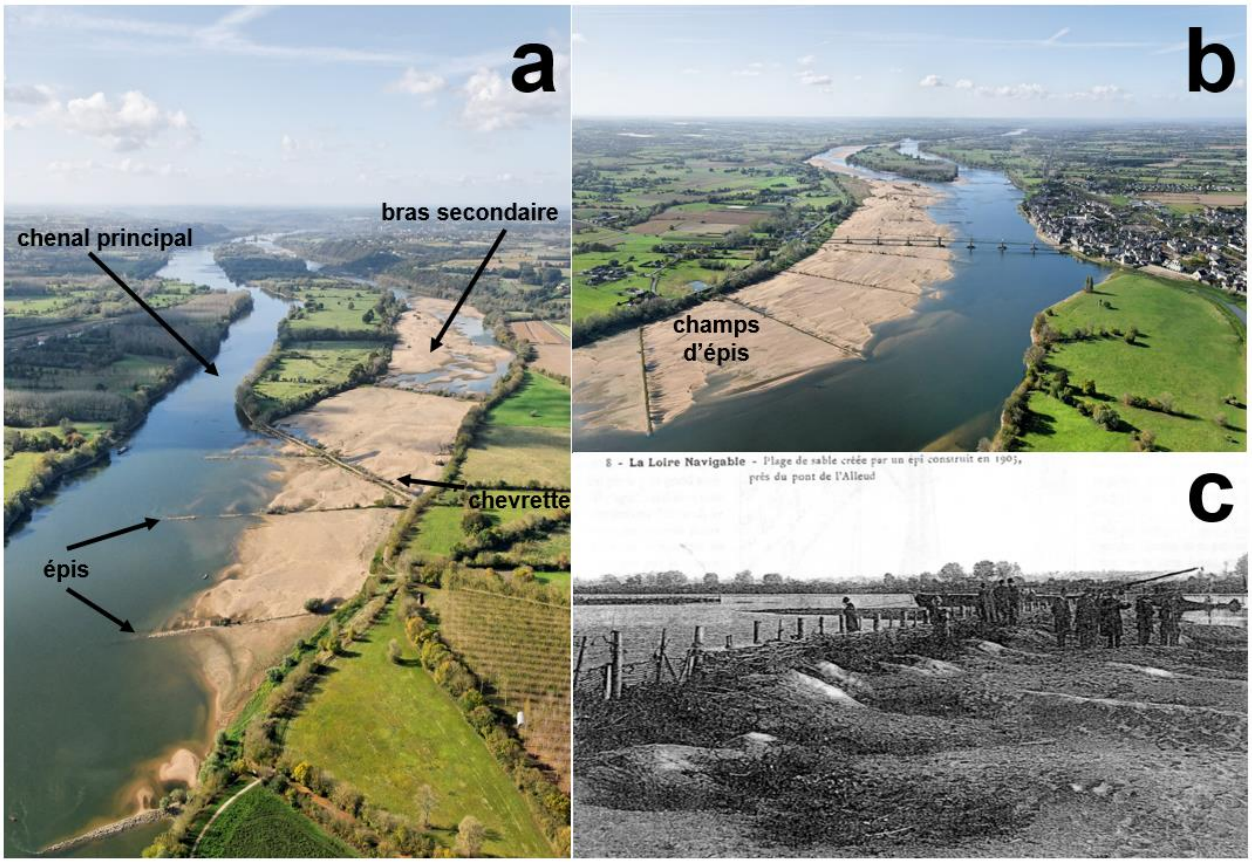


Figure I.9 : Vues aériennes de la Loire (17/10/2008, Q=228 $m^3.s^{-1}$ à Montjean-sur-Loire. Source : GIP LE / crédit photo Philippe Graindorge, Gerpho), a) l'île Neuve Macrière vue depuis l'amont; b) Ingrandes-le-Fresne-sur-Loire vue depuis l'amont ; c) photographie de l'un des premiers épis réalisés près du pont de l'Alleud en 1903, constitué de pieux en bois et de fascines de châtaignier entrelacées (Source : P. Auclerc, Loire & Terroirs).

La ressource minérale de la Loire a été largement exploitée dès la fin de la Seconde Guerre Mondiale pour les besoins de la reconstruction et du développement économique. Les sables et graviers de la Loire et de ses affluents ont été extraits en grande quantité de leurs lits mineurs et majeurs. La masse de sédiments prélevée dans le lit mineur de la Loire entre le Bec d'Allier et Nantes a été estimée à 220 millions de tonnes entre 1949 et 1992 (Figure I.10, Dambre, 1996) soit près de 5 millions de tonnes par an en moyenne. Les extractions dans le lit mineur ont été croissantes jusqu'en 1979 avec un pic d'extraction à environ 13 millions de tonnes en 1979, puis

suite aux recommandations gouvernementales de 1980, ont progressivement diminué avant de totalement cesser en 1996 (Figure I.10). La diminution puis l'arrêt des extractions dans le lit mineur a été compensée par une augmentation non négligeable des extractions en lit majeur qui perdurent aujourd'hui. A titre de comparaison, les extractions sur la Garonne ont été estimées à environ 1 million de tonnes par an entre 1965 et 1985 (Jantzi et al., 2017) contre 3,5 millions de tonnes par an sur le Rhône sur la période 1970-1999 (Dramais, 2020). Les extractions sur le fleuve Niger sont du même ordre de grandeur (4 à 6 millions de tonnes entre 2000 et 2006 ; Fery et al., 2012). Les extractions sur le Mekong se font à une autre échelle avec une extraction annuelle estimée à environ 44 millions de tonnes entre 2016 et 2020 (Hackney et al., 2021).

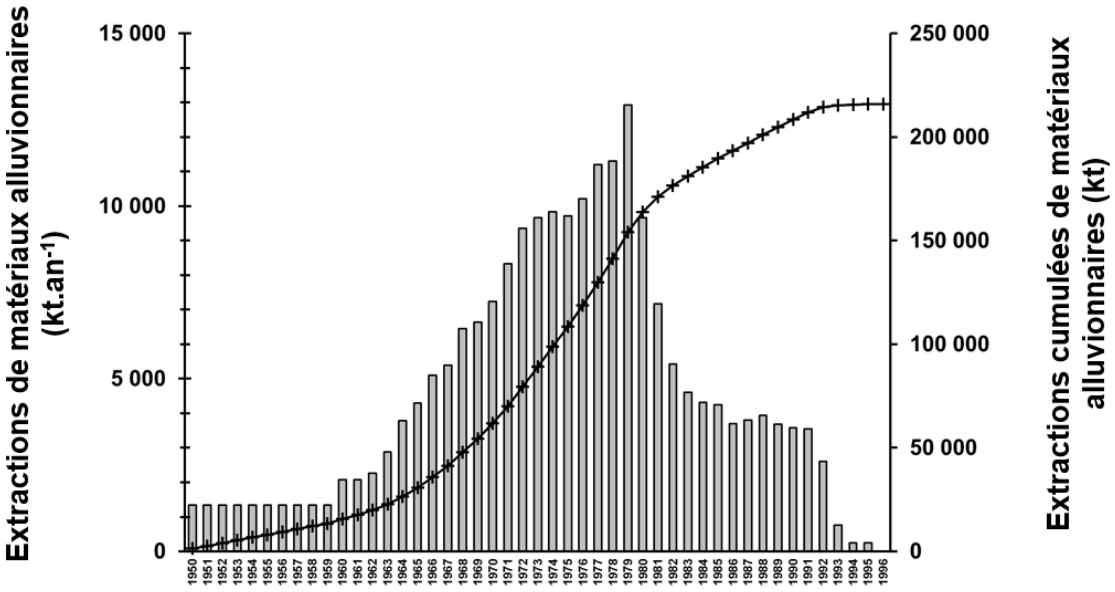


Figure I.10 : Extractions de matériaux alluvionnaires dans le lit mineur de la Loire entre Nevers et Nantes (1950-1996) exprimées en milliers de tonnes par an (kt.an^{-1}) et extractions cumulées (kt). Modifié d'après Dambre, 1996.

Les extractions dans le lit mineur se matérialisent par la présence de fosses dans le lit principal. Ces fosses entrainent une modification des écoulements et une augmentation de la pente de la ligne d'eau traduite par la mise en place d'une érosion régressive. Ces fosses agissent également comme des pièges à sédiments qui entrainent la mise en place d'une érosion progressive à l'aval. Globalement, ces fosses d'extraction provoquent donc l'enfoncement progressif du chenal. Les extractions en lit majeur posent également des problèmes d'érosion puisqu'elles privent le fleuve d'une partie des sédiments remobilisables lors des crues. Ces extractions peuvent avoir les

mêmes conséquences qu'en lit mineur lorsque les fosses d'extraction se retrouvent connectées de façon accidentelle lors d'une crue (phénomène de capture, Figure I.11).



Figure I.11 : Capture d'une gravière située dans le lit majeur de l'Allier (Auzon [043]) suite à une crue survenue en 1992. Cet évènement se solde par un recoupement de méandre qui est abandonné au profit de la gravière. Modifié d'après Peiry, 2005.

Enfin, l'installation de 4 centrales nucléaires dès 1963 dont le refroidissement des réacteurs est assuré par le fleuve, couplé à la nécessité de gestion des crues au regard du risque inondation, ont engendré la construction de plusieurs grands barrages sur le bassin de la Loire. Les barrages de Villerest (sur la Loire amont) et Naussac (sur le Donozau, affluent de l'Allier) participent au soutien d'étiage. Ils ont été mis en service respectivement en 1985 et 1983. Le soutien d'étiage permet d'assurer la consigne d'un débit minimal dit « réservé » de 60 $m^3.s^{-1}$ à Gien, nécessaire au refroidissement des centrales nucléaires. Le barrage de Villerest participe également à l'écrêtement des crues à la différence du barrage hydroélectrique de Grangent. Depuis sa mise en service, le barrage de Villerest a contribué à écrêter 7 crues dont celles de 2003 et 2008 pendant lesquelles il a permis d'abaisser le niveau d'eau d'environ 2 m et 0,4 m à Roanne et Tours, respectivement. Malgré la présence de vannes sur les ouvrages, leur impact sur le transit des sédiments de la charge de fond est important et participe à accroitre le déficit sédimentaire du fleuve.

Les aménagements et usages susmentionnés ont eu des conséquences cumulées en termes d'incision du lit. La concentration des écoulements dans un chenal unique la majeure partie du temps additionnée au déficit sédimentaire ont entrainé une érosion généralisée du lit du fleuve. L'érosion a conduit à la déconnection des annexes hydrauliques et à leur végétalisation. Ces processus engendrent une perte de capacité hydraulique des chenaux secondaires et favorisent les débordements (Belleudy, 2000). L'incision renforce le pouvoir érosif des ouvrages de navigation, qui deviennent actifs pour des débits supérieurs à ceux pour lesquels ils ont été

calibrés, plus longtemps dans l'année. Une simplification du tracé en plan du fleuve s'opère alors avec pour conséquences, une baisse de la diversité d'habitats, la mise en péril de certains ouvrages d'art (digues et ponts), et l'abaissement de la nappe alluviale qui peut conduire au tarissement des points de captage pour l'alimentation en eau potable. Au travers de l'analyse des lignes d'eau d'étiage, l'incision du lit du fleuve a été estimée à environ 1 m à Givry et environ 3 m à Ancenis sur la Loire aval entre 1900 et 1988 (Figure I.12a). Les taux d'incision annuelle moyens ont également été estimés sur la base des lignes d'eau d'étiage. Cette analyse a montré une nette tendance à l'érosion sur la période 1978-1984 (Latapie, 2011). Les taux d'incision atteignent près de 0,2 m.an^{-1} dans certains secteurs. Cette tendance semble ralentir sur la période 1996-2002 et s'inverse même sur la Loire en aval de Saint-Mathurin-sur-Loire (Figure I.12b), suite à l'arrêt des extractions en lit mineur. Dans les parties aval, l'incision s'est également soldée par une perturbation du fonctionnement de la zone estuarienne avec pour conséquences l'extension de la zone de marnage vers l'amont qui induit la remontée des eaux salées accompagnées du bouchon vaseux (maximum de turbidité, Migniot et Le Hir, 1997).

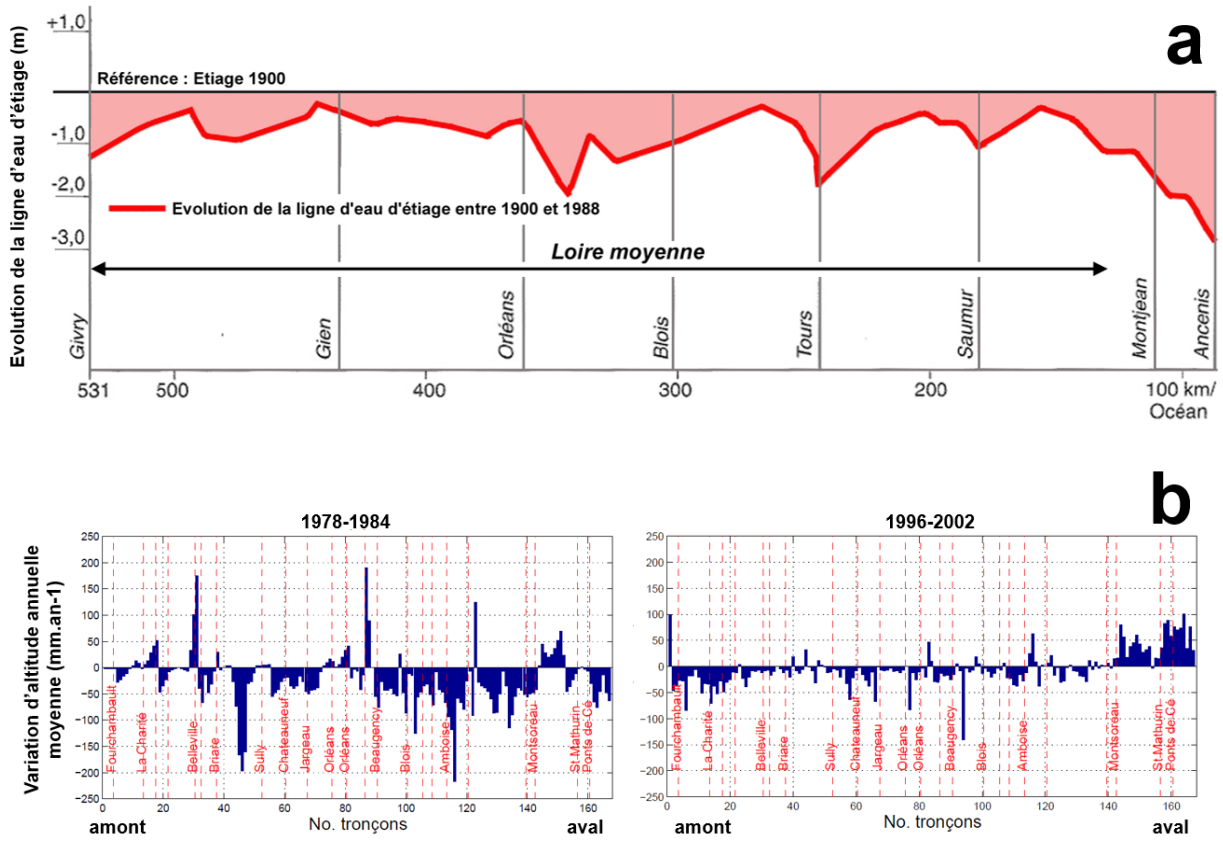


Figure I.12 : a) Evolution de la ligne d'eau d'étiage de la Loire entre Givry et Ancenis de 1900 à 1988 (d'après Gasowski [1994], modifié par S. Braud) ; b) Taux d'incision du lit de la Loire moyenne sur deux périodes considérées avant et après arrêt des extractions (d'après Latapie [2011]).

Ces constats ont entrainé la mise en place de différentes stratégies de gestion sur le bassin ligérien. Ces stratégies sont élaborées à un niveau local afin de traiter le dysfonctionnement de tronçons particuliers. Le corsetage territorial des délégations de la gestion du fleuve ne facilite pas la mise en place d'un plan de gestion global. Cependant, les différents Plan Loire ont permis l'ébauche de plans de restauration du lit à grande échelle.

I.2.2. Restauration du lit de la Loire

La réponse des politiques publiques aux dysfonctionnements environnementaux et risques évoqués dans les sections précédentes a concerné la mise en place de programmes d'actions répondant dans un premier temps aux problèmes de la gestion des crues. La crue de 1980 fait prendre conscience aux élus de la nécessité de s'organiser à l'échelle du bassin. L'Etablissement Publique d'Aménagement de la Loire et de ses Affluents (EPALA, devenu EPL) nait de cette réflexion et sera à l'origine, avec l'Etat et l'Agence de l'Eau Loire Bretagne, du premier Plan Loire Grandeur Nature (1994-1999). Les différentes phases du Plan Loire ont permis de renforcer les connaissances sur le bassin dans plusieurs thématiques (Grosbois, 1998 ; Bacchi, 2000 ; Cornier, 2002 ; Rodrigues, 2004 ; Blanchard, 2007 ; Grivel, 2008 ; Latapie, 2011 ; Claude, 2012 ; Wintenberger, 2015) dont la continuité longitudinale et transversale, l'hydromorphologie et le transport des sédiments.

La présente étude s'inscrit dans la 4ème phase du Plan Loire (2014-2020) dont les objectifs majeurs concernent la gestion du risque inondation, l'offre touristique et culturelle, et la restauration de la fonctionnalité des écosystèmes du bassin. Pour répondre à une partie des besoins de ce dernier objectif et rééquilibrer le lit de la Loire sur son cours aval, un programme ambitieux de restauration du lit de la Loire et de ses annexes a été mis au point. Ce programme vise à rééquilibrer de manière durable le lit du fleuve entre les Ponts-de-Cé et l'agglomération nantaise ainsi qu'à améliorer les fonctionnalités écologiques de ses milieux. Ce tronçon a été victime d'une sévère incision au cours des dernières décennies et la décision a été prise de mener plusieurs actions afin d'enrayer ce processus et restaurer les continuités écologiques et sédimentaires. Le programme d'actions, inscrit dans le « Contrat pour la Loire et ses annexes 2015-2020 » se divise en 2 blocs distincts : les actions sur le lit principal (maitrise d'ouvrage Voie Navigable de France [VNF]) et celles sur les annexes hydrauliques (mise en œuvre : Conservatoire des Espaces Naturels [CEN] et GIP Loire Estuaire).

Le premier bloc s'appuie sur une action structurante dans la partie aval du secteur (Bellevue [044]) avec la mise en place d'un ouvrage destiné à réduire la pente de la ligne d'eau afin de favoriser le ré-engravement du lit dans les secteurs amont (Figure I.13, secteur 1). D'autres actions seront menées entre Anetz (044) et Oudon (044) (Figure I.13, secteur 2) avec le remodelage d'une centaine d'épis et la réouverture du bras secondaire de l'île Neuve Macrière afin de remobiliser les stocks sédimentaires piégés au sein des champs d'épis et du bras secondaire. Un troisième secteur est visé par ce type de travaux entre Ingrandes-le-Fresne-sur-Loire et Montjean-sur-Loire (Figure I.13, secteur 3). Les seuils expérimentaux installés lors de la phase III du Plan Loire (2002-2003) ont été modifiés et une trentaine d'épis seront remodelés. Concernant les annexes hydrauliques, d'autres bras secondaires de la Loire (Montsoreau-Nantes) feront l'objet de travaux de réouverture et de dévégétalisation (bras de Saint Georges et bras de Varades).

Le programme de recherche R-TEMUS (Restauration du lit et Trajectoires Ecologiques, Morphologiques et d'Usages en basse Loire) accompagne la mise en œuvre du programme de restauration du lit. Il vise l'acquisition de connaissances pour définir au mieux le fonctionnement hydrosédimentaire et écologique de la Loire sur ce tronçon ainsi que la réponse écologique aux actions d'aménagement/restauration qui s'y tiendront. Ce projet se divise en 3 blocs disciplinaires qui concernent le fonctionnement abiotique, le fonctionnement biotique, et la dimension humaine et sociale. L'objectif de ce programme interdisciplinaire est de produire des résultats de recherche permettant une gestion intégrée de la Loire sur le tronçon concerné par une analyse fonctionnelle du système naturel et des impacts des travaux de restauration (sur les compartiments écologiques et humains). La thèse présentée dans ce manuscrit concerne le volet abiotique du projet R-TEMUS. En parallèle, une thèse est actuellement développée sur la dynamique végétale des annexes hydrauliques du tronçon (Gaudichet, en cours).

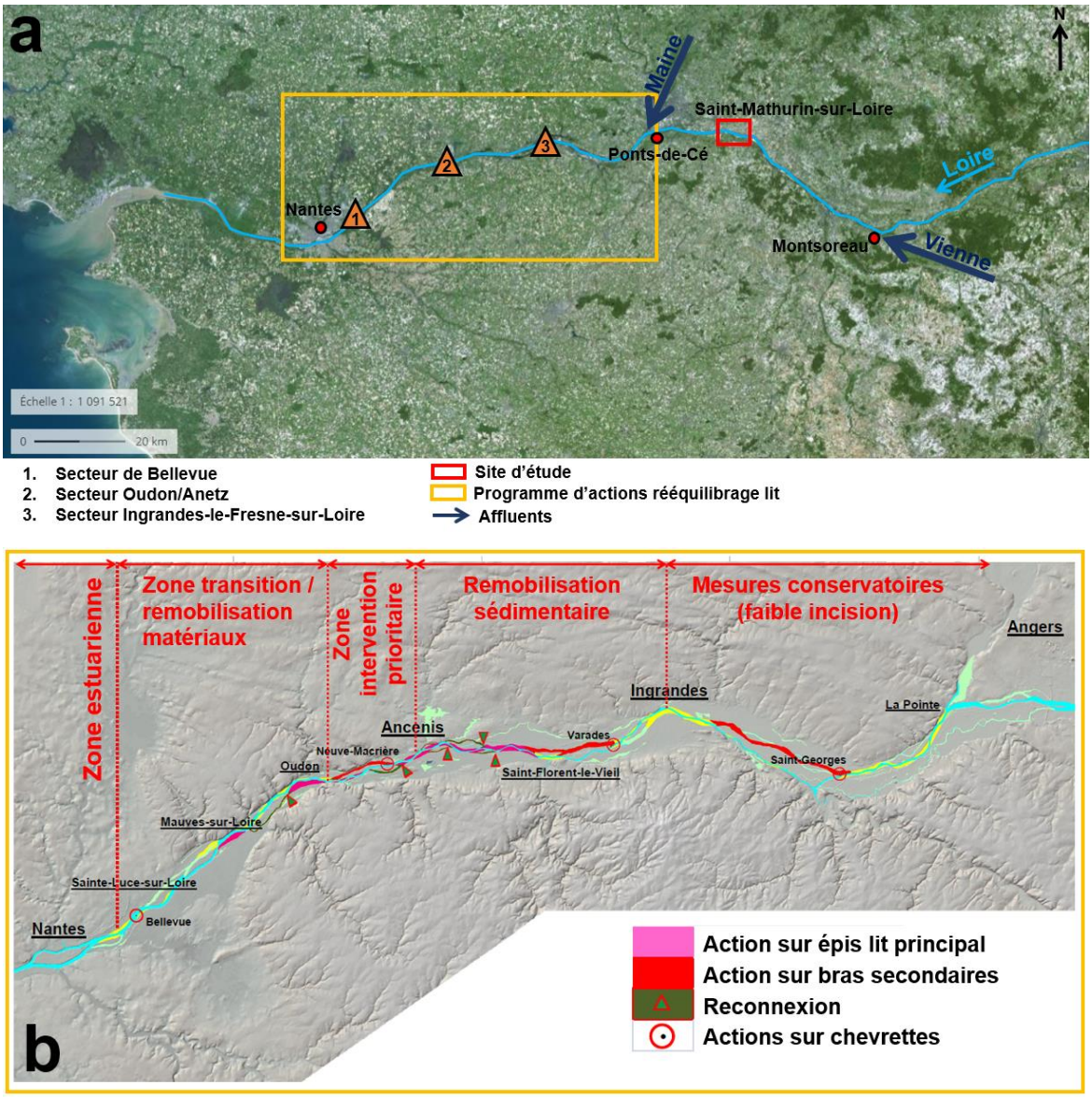


Figure I.13 : a) Image satellite de la Loire entre Montsoreau et l'estuaire avec localisation des secteurs visés par les différentes actions de restauration du lit (source image satellite geoportail.fr) ; b) Zoom sur les actions du programme de rééquilibrage du lit de la Loire (d'après GIP Loire estuaire, 2013).

Afin de dimensionner le projet de restauration du lit, des modélisations hydrosédimentaires permettant d'estimer l'évolution du lit à plus ou moins long terme en fonction des différents scénarios d'aménagement ont été entreprises. La principale incertitude de ces modèles réside dans la condition limite sédimentaire implémentée en amont du modèle. Ce questionnement relatif à la quantification du transport solide de la Loire recoupe les considérations de nombre d'ingénieurs et chercheurs depuis plus d'un siècle. Cependant, la difficulté technique de

réalisation de ces mesures et leur significativité demeurent un verrou à la compréhension du système ligérien (Rodrigues et al., 2016).

I.2.3. Tentatives de quantification des flux particulaires sur les sections moyennes et aval du corridor ligérien

Les investigations sur la quantité de sédiments charriés par la Loire ont débuté au cours du XIXème siècle, principalement motivées par la volonté d'exploiter le fleuve et de le rendre navigable.

Dès 1860, les ingénieurs des Ponts et Chaussées réalisent les premières estimations de transport solide sur la Loire. Les moyens techniques à disposition constituaient une difficulté majeure pour la réalisation de ces mesures et ne permettaient qu'une estimation grossière dont les ingénieurs, en charge de ces études, étaient conscients qu'elles ne représentaient qu'une « *indication des plus intéressantes* » (Partiot, 1871).

Les nombreux ingénieurs en charge d'étudier la Loire à cette époque constatent déjà ce qu'ils nomment « *la marche des grèves* ». La migration des barres sédimentaires est alors envisagée comme un outil d'estimation du transport solide sur un cours d'eau sablo-graveleux. Cependant ces estimations se cantonnent à la détermination des vitesses de déplacement des barres sédimentaires sur une période donnée sans pouvoir estimer de volume charrié. Au départ, la technique est limitée à l'observation répétée de points de repères (piquets planté sur le front de barre). Cette méthode permet à Partiot (1871) d'estimer la vitesse de migration des barres entre Briare (045) et Angers (049) à partir de 4500 observations (Table I.1).

Table I.1 : Vitesse de migration des barres sédimentaires entre Briare et Angers (1858-1859).

Lieu	**Célérité barres m.j^{-1}**		**Célérité moyenne m.j^{-1}**
	Juin 1858 – Nov. 1858	**Nov. 1858 – Mai 1859**	
Loiret	3,6	18,7	11
Loir-et-Cher	1,7	8,4	5
Indre-et-Loire	1,7	8,6	5
Maine-et-Loire	1,9	2,4	2
Moyenne	2,2	9,5	5,8

L'ingénieur Sainjon établit une relation directe entre la vitesse de l'écoulement (u) et la distance parcourue par les barres sédimentaires (D_B) :

$$D_B = 0{,}00013\ (u^2 - 0{,}11) \qquad \textbf{Eq. I.5}$$

Cette relation implique une vitesse d'écoulement pour laquelle il n'y a pas de déplacement de barre sédimentaire (0,33 m.s^{-1}). Suite à ces observations, Sainjon conclu que pour une vitesse d'écoulement supérieure à 1,016 m.s^{-1} (Figure I.14), les barres sédimentaires stopperaient leur migration à cause de la mise en suspension des sables qui, ainsi, ne participent plus à la migration de la forme du lit (Lechalat, 1871). Babonaux (1970) réalise des observations de migration de barres sédimentaires dans l'Orléanais et constate également la diminution des vitesses de migration à partir d'une vitesse d'écoulement proche de 1 m.s^{-1} (Figure I.14). Il faut cependant interpréter ces résultats avec précaution. Les moyens techniques utilisés pour déterminer la célérité des barres semblent difficiles à mettre en œuvre dans des conditions où la vitesse d'écoulement est supérieure à 1 m.s^{-1}. Dans le cadre de notre étude, très peu de mesures ont pu être réalisées au-delà de cette vitesse et, ni l'amplitude des barres, ni leur célérité ne semble être affectée.

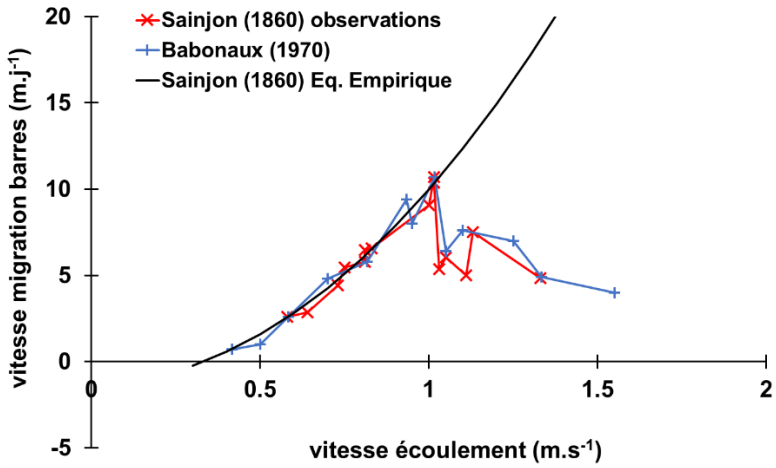


Figure I.14 : Evolution de la vitesse de migration des barres en fonction de la vitesse de l'écoulement d'après les observations de plusieurs auteurs.

La technique de mesure de migration des barres a ensuite évolué avec l'apparition des premiers plans de sonde. Ainsi, Guillon (1898) réalise des différentiels de bathymétrie en comparant deux à deux 3 campagnes réalisées en août 1897, mars 1898 et juillet 1898 dans le secteur d'Ancenis (044). Ces différents plans de sondages ont permis d'établir des profils en long

successifs et ainsi de calculer des vitesses de migration des barres avec une plus grande précision. Les débits moyens sur chacune de ces périodes ont été estimés à partir des hauteurs d'eau moyennes à 400 $m^3.s^{-1}$ (août 1897- mars1898) et 540 $m^3.s^{-1}$ (mars 1898- juillet 1898). Lors de ces deux périodes, qui ne recensent pas de crues majeures, la vitesse de migration moyenne des barres sédimentaires a été évaluée à 1 $m.j^{-1}$.

Les premières estimations volumétriques sont réalisées par l'ingénieur Comoy qui recueille les estimations d'érosion des berges de la Loire et de ses affluents entre 1856 et 1859. En moyenne, le volume d'apport sédimentaire annuel estimé par ce procédé est de 3 800 000 m^3 (Table I.2).

Table I.2 : Estimation des apports moyens annuels par érosion de berge entre 1856 et 1859 (Comoy dans Partiot [1871]).

Lieu	Volume annuel moyen érodé (1856-1859) (m^3)
Loire amont Bec d'Allier	508 340
Loire aval Bec d'Allier	685 850
Allier	2 459 808
Cher	100 000
Indre, Vienne, Creuse	46 002
Total	**3 800 000**

A partir d'observations réalisées sur la granularité de ces apports de berges, le volume annuel moyen de sables et graviers érodé des berges de la Loire et ses affluents a été estimé à 2 300 000 m^3 dont une partie non négligeable « *forme des atterrissements sur les rives convexes* » et restent sous-entendu peu mobilisables. Partant de ce constat et d'observations réalisées sur la cubature des matériaux prélevés pour le besoin des constructions de l'époque, le volume de sédiments mis en mouvement par le fleuve a été approximé à 1 000 000 $m^3.an^{-1}$. D'autres observations réalisées à partir de travaux réalisés à Nantes (044) permettent d'apporter des estimations plus ponctuelles. Ainsi, le volume de sédiments dragués dans le bras de Saint-Félix entre 1847 et 1848 a été de 560 000 m^3. Sans préciser si un comblement par l'aval (marées) a été constaté, les auteurs précisent que cette fosse d'excavation a ensuite été comblée en 18 mois et le transport solide de fond à l'aval a été quasi nul pendant cette période (Partiot, 1871). De même, le volume de sédiments prélevés pour la construction du chemin de fer à Nantes a été estimé à 400 000 m^3 par

an et cette fosse s'est comblée en environ 1 an. Ces quantifications volumiques des sédiments charriés sont donc, à notre connaissance, les premières estimations de transport solide sur la Loire. Il faut également noter les travaux de l'ingénieur Leferme réalisés à Saint-Nazaire après 1856. Il réalise alors des mesures directes du charriage à partir d'un piège à sédiment décrit dans Partiot (1871). Cette méthode lui permet de prélever 102 cm^3 de sable à marée montante, et 151 cm^3 à marée descendante. Cependant, la durée des prélèvements n'est pas précisée et ne permet donc pas de déterminer des taux de transport unitaires associés.

Ce n'est qu'au siècle suivant que de nouvelles tentatives de mesure directe du charriage sont rapportées. Berthois et Morize (1960) mentionnent la difficulté de mise en œuvre de la mesure directe de la charge du fond. Une méthode indirecte a alors été employée. Dans un premier temps des mesures de sédiments en suspension ont été réalisées à Mauve-sur-Loire (044). Ces mesures ont permis de déterminer des masses de sédiment se déplaçant en suspension et l'analyse de la granularité des échantillons a permis de constater que la fraction des particules supérieures à 510 µm était négligeable. Dans un second temps, des carottes sédimentaires ont été réalisées dans le secteur de Paimbœuf (044) et leur pourcentage de particules supérieures à 510 µm a été analysé. A partir de ces données, le débit solide par charriage a été estimé à 33% de la charge en suspension. Ce raisonnement a conduit à la première estimation du transport solide par charriage et total sur la Loire. Entre 1957 et 1959, le transport solide annuel moyen est estimé à 249 000 tonnes. Babonaux (1970) utilise quant à lui la formule de Kalinske (1947) sous la forme :

$$q_s = C\ D_{50}\sqrt{Sr_h}\ \frac{V_p}{V_b} \qquad \textbf{Eq. I.6}$$

avec q_s le débit solide unitaire, C un coefficient propre à la formule qui tient compte de la masse volumique du sédiment, S la pente longitudinale du lit et r_h le rayon hydraulique. Cette formule nécessite des données d'entrée telles que la vitesse des particules V_p qui est déterminée à partir de traceurs colorés, ou encore de la vitesse de l'eau à proximité du fond V_b , déterminée à partir de la formule de Keulegan (1938) :

$$V_b = \sqrt{Sr_h g}\ 5{,}75\log(30{,}2) \qquad \textbf{Eq. I.7}$$

L'emploi de cette formule sur le site d'Oudon (044) a permis d'évaluer le transport solide de la charge de fond à 200 000 tonnes sur une année moyenne.

Dans les années 1980, les premiers essais de mesure directe du charriage sont réalisés par le BRGM en Loire moyenne (Quélennec, 1986). Quatre campagnes de mesures ont été menées entre février 1984 et avril 1984 sur 4 sites sélectionnés de l'amont vers l'aval : Gien (045), Orléans (045), Meung-sur-Loire (045) et Amboise (037). Les mesures sont réalisées à partir d'échantillonneurs *Helley-Smith* déployés depuis les ponts au moyen d'un véhicule équipé d'un treuil et d'une potence. Chaque section a été décrite à partir de 10 à 15 verticales de mesures. Pour chaque verticale, un prélèvement sédimentaire a été réalisé à partir de l'échantillonneur pendant une durée de 30 secondes. Ce protocole couplé aux difficultés rencontrées par les opérateurs pour mettre en œuvre cet échantillonneur (faible tirant d'eau et fortes vitesses rendent le positionnement du *Helley-Smith* de 78 kg difficile, présence de seuils, remous, débris à proximité des piles de pont) ont conduit à des résultats très incertains concernant le charriage avec lesquels il est difficile de calculer des taux de transport à l'échelle de la section complète sans une incertitude considérable.

Un modèle numérique hydro-sédimentaire (TELEMAC 2D) de la Loire à Ingrandes (049) - le-Fresne-sur-Loire (044) a été construit par De Linares (2007), dans le but d'évaluer l'impact d'un aménagement dans ce secteur où la Loire se divise en deux chenaux. Ce modèle a permis de calculer des capacités de transport entre 2001 et 2004 dans chacun de ces bras. L'auteur conclu à un débit solide annuel par charriage d'environ 235 000 tonnes en 2001 et 2004. Il montre également l'impact de l'aménagement du seuil du Fresne sur les flux liquides mais aussi solides puisqu'après aménagement, les flux solides sont complètement inversés entre le chenal principal et le chenal secondaire, ce dernier produisant le plus de transport solide *in fine*. Il faut tout de même préciser que ce modèle hydro-sédimentaire a été calibré hydrauliquement grâce à des mesures terrains mais le module sédimentaire ne disposait pas de données de calage (flux solides mesurés) et a été calibré à partir d'un différentiel bathymétrique sur un évènement de crue (janvier 2004). Le modèle conclu à un taux de charriage annuel équivalent pour 2001 et 2004, or l'année 2001 a été hydrologiquement plus riche que l'année 2004. La courbe de tarage solide calculée par De Linares (2007) a été reconstituée pour la section totale de la Loire à Ingrandes (somme du bras principal et du bras secondaire) :

$$Q_s = 3.10^{-3}\, Q_l^{1,15} \qquad \textbf{Eq. I.8}$$

A partir de cette équation reliant le débit solide (Q_s) au débit liquide (Q_l), et de la chronique des débits à Montjean-sur-Loire, le débit solide annuel calculé pour l'année 2004 est de 229 000 t et est proche à celui déterminé par le modèle (235 000 t). Cependant, le taux de charriage annuel

calculé à partir de la chronique de débit et de la loi de tarage solide pour l'année 2001 est bien plus important (351 000 t) que celui calculé par le modèle (235 000 t).

La suite des travaux de recherche menés sur le transport solide de la Loire sont largement inspirés des travaux de J.J. Peters sur le fleuve Zaïre (Peters, 1971 ; Peters and Goldberg, 1989). Après des premiers essais réalisés en 2003 (Peters, 2004) à Souzay-sur-Loire (049), des mesures directes du charriage de la Loire sont réalisées à Bréhémont (037) en 2007 en déployant des échantillonneurs de type BTMA (*Bedload Transport Meter Arnhem*) depuis des embarcations (Gautier et al., 2008). Ce travail a permis de réaliser des mesures du charriage sur plusieurs sections de la Loire moyenne au cours de 3 journées de mesure en y associant des mesures bathymétriques, courantométriques et de la charge solide en suspension. Ces données, non détaillées ici, sont reprisent par Claude (2012).

En 2011, un nouveau travail de modélisation numérique est entrepris sur la Loire. Latapie (2011) construit un modèle 1D (RubarBE) de la Loire moyenne (Nevers – Montjean-sur-Loire) afin de modéliser les tendances d'évolutions morphodynamiques du lit entre 1996 et 2006. Ces travaux ont permis d'établir des bilans sédimentaires sur des tronçons de Loire jugés homogènes d'un point de vue morphologique et de définir, à partir de l'analyse des lignes d'eau, les secteurs en exhaussement et ceux en phase d'incision. Parmi les données utilisées au cours de ce travail, figure un rapport d'étude de la Loire à Belleville-sur-Loire (018) qui traite de la modélisation physique de ce secteur dans une étude d'impact des aménagements autour de la centrale hydroélectrique (Sugny, 1979). Cette étude propose une relation de tarage solide moyenne issue de deux méthodes expérimentales. La courbe a été digitalisée puis l'équation a été déterminée en ajustant une régression de type RMA qui exprime le débit solide Q_s (kg.s^{-1}) en fonction du débit liquide Q_l (m^3.s^{-1}) :

$$Q_s = 6{,}3.10^{-5}\ Q_l^{2{,}06} \qquad \textbf{Eq. I.9}$$

Cette loi de tarage, une fois appliquée à une chronique de débit liquide, autorise le calcul du charriage sur une période donnée. Dans ce contexte, Pons (2000) a déterminé, par étude bathymétrique du remplissage d'une fosse, la masse de sédiments déposés entre juin 1982 et juin 1984 à 2 373 000 tonnes dans le secteur de Belleville-sur-Loire (18). En appliquant la loi de tarage sur la chronique de débit de cette même période, la masse de sédiments transitant par charriage est d'environ 2 283 000 tonnes. L'auteur estime ensuite un débit solide annuel moyen

sur cette période d'environ 1 292 000 t.an^{-1} qui est comparable au débit solide annuel moyen issu de l'application de la loi de tarage (1 114 000 t.an^{-1}).

Le bénéfice des premiers essais de jaugeage solide sur la Loire via une embarcation (2003 et 2007) s'est exprimé au travers de la mise en place d'une chaîne de mesure opérationnelle à la fin de l'année 2009 (Claude, 2012). Cette chaîne de mesure a permis de réaliser une estimation directe du transport par charriage sur une section de la Loire à Bréhémont (Claude et al., 2012) et de lier ces mesures à la dynamique des formes du lit présentes au droit d'une bifurcation alluviale (Claude et al., 2012). Au cours de 20 journées d'acquisitions entre 2009 et 2011, le débit solide total de la Loire a été estimé à partir d'échantillonneurs de la charge de fond de type BTMA. Les 3 journées de mesures issues des travaux de Gautier et al. (2008) ont également été intégrées à ce jeu de données afin d'établir une courbe de tarage solide à Bréhémont. Cette relation entre le débit liquide et le débit solide permet le calcul d'un taux de transport de la charge de fond annuel de la Loire sur l'année 2010 estimé à 480 000 t. Dans le même temps, la méthode de suivi des formes du fond (*Dune tracking*) a été employée afin de comparer les taux de transport à ceux évalués avec les préleveurs. Enfin, 2 formules de transport solide (Meyer Peter Müller, 1948 ; van Rijn, 1984a) ont été testées et comparées aux mesures *in-situ* (Claude et al., 2012).

En 2013, un modèle numérique de la Loire aval a été constitué par la société Hydratec dans le cadre du programme de rééquilibrage de la Loire entre Ponts-de-Cé (049) et Nantes (044) (Figure I.13). Ce modèle a pour vocation de tester l'évolution future de l'incision du lit du fleuve et de l'abaissement de sa ligne d'eau en fonction de divers scénarios (non intervention ou opérations de restaurations menées sur le lit et ses annexes dans un contexte de changement climatique [GIP Loire estuaire, 2013]). Ce rapport conclu à la poursuite de l'incision du lit du fleuve sans intervention par les gestionnaires du lit (maintien des ouvrages de navigation). Deux hypothèses de transport solide à l'entrée de ce bief ont été testées : 1) une hypothèse dite basse qui correspond à 60% de la capacité de transport théorique selon la formule de transport solide de Meyer-Peter et Müller (1948) soit 362 000 t.an^{-1} ; 2) une hypothèse haute qui correspond à 80% de la capacité de transport théorique, soit 482 000 t.an^{-1} et proche de l'estimation de Claude (2012). Ces deux scenarios conduisent logiquement à des conclusions différentes en ce qui concerne l'évolution des fonds moyens de la Loire aval. L'hypothèse basse montre une tendance à l'incision de tous les secteurs testés (0,2 à 0,5 m) avec une évolution marquée sur les 40 premières années de la chronique. L'hypothèse haute montre une stabilisation des secteurs La Pointe (049) – Ingrandes (049), Ingrandes – Ancenis (044) et Oudon (044) – Bellevue (044). Seul, le secteur Ancenis-Oudon serait alors affecté par une incision sur cette période simulée. Il est

important de noter que la variation des apports solides amont entraine les écarts les plus élevés sur les évolutions à long terme d'où la nécessité d'affiner l'estimation de ce paramètre.

Camenen et al. (2016) ont poursuivi le travail de modélisation sur la Loire moyenne. Ces travaux ont consisté à tester différentes méthodes pour estimer le transport par charriage et le bilan sédimentaire sur la Loire à Guilly (045), Gien (045) et Bréhémont (037) en s'appuyant sur les travaux de Latapie (2011) et Claude (2012). Dans un premier temps, l'utilisation de différentes formules de transport solide a permis d'établir des relations entre le taux de transport et le débit liquide à Bréhémont. La variabilité des lois de tarage établies et la comparaison aux mesures terrains réalisées par Claude et al. (2014) confirment la prudence avec laquelle doit être exploité ce type de données. D'autre part, des taux de transport annuels ont pu être calculés sur la Loire à Gien. De la même manière que les courbes de tarage, les débits solides annuels fluctuent entre 37 000 et 340 000 t.an^{-1} en fonction des modèles et des formules appliqués.

La CNR et l'INRAE ont entrepris une estimation des flux solides en domaine marnant de la Loire (Fretaud et al., 2017). Les mesures ont été réalisées à Mauves-sur-Loire (044) en amont du site de Bellevue (044) où sont prévus de futurs aménagements qui structurent le projet de rééquilibrage du lit de la Loire aval. Le protocole suivi a été sensiblement le même que celui présenté dans ce travail, à savoir des mesures directes du charriage à l'aide d'échantillonneurs de type *Helley-Smith* au droit de 3 verticales de prélèvements réparties sur une section transversale du fleuve dans le secteur de Mauves-sur-Loire.

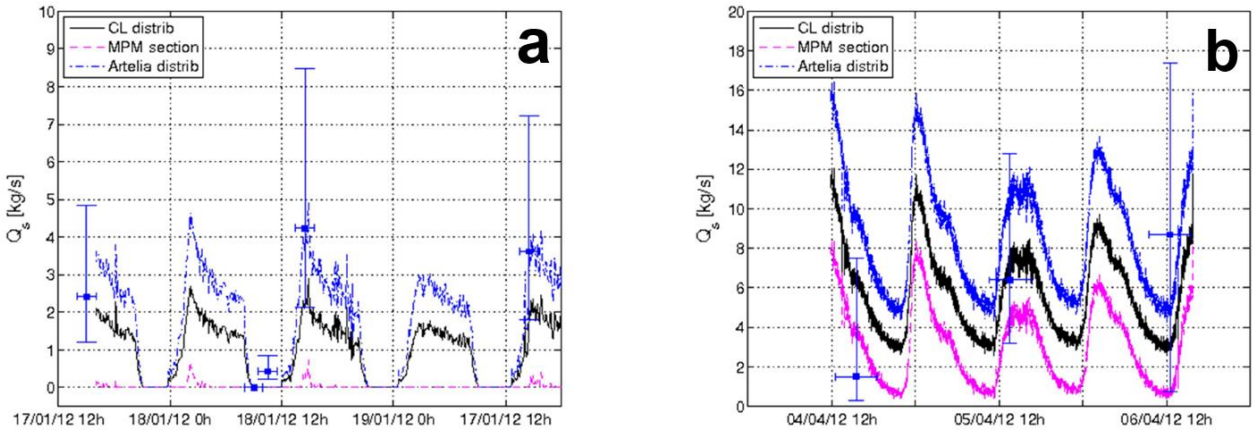


Figure I.15 : Comparaison débit solide par charriage mesuré (points bleus) et modélisé avec la formule de Camenen et Larson (2005) (courbes noires), avec la formule Meyer-Peter et Müller (1948) (courbe rose) et avec la formule De Linares (2007) (courbe bleue) pour a) campagne de janvier 2017 et b) campagne d'avril 2017. D'après Fretaud et al. (2017).

Les flux de charriages mesurés ont été comparés à des flux modélisés, dans un premier temps, en reconstituant les débits liquides à partir de la loi de Manning-Strickler sur la section de mesure, puis en calculant la contrainte, et enfin en établissant un débit solide avec une formule de capacité de transport (Figure I.15). Ce travail a permis de tester plusieurs de ces équations : Camenen et Larson (2005), Meyer-Peter et Müller (1948) dans sa version originale et sa version modifiée par De Linares (2007) ; cette dernière donnant a priori les résultats les plus proches des mesures *in-situ*. D'autre part, l'utilisation d'un modèle hydraulique 1D (Hydratec) a permis de tester l'impact de la marée sur le transport solide. Ces essais ont conclu à un impact limité de la marée au-delà de 500 $m^3.s^{-1}$ à Mauves-sur-Loire. Enfin, des flux de charriage annuels ont été estimés et oscillent entre 78 000 et 112 000 $t.an^{-1}$ en fonction de la formule de transport solide choisie. La relation de tarage solide établie à partir des mesures avec les échantillonneurs *Helley-Smith* ne couvre pas une gamme de débit liquide assez large et ne possède que trop peu de points pour pouvoir en conclure à une équation représentative du transport solide par charriage local (Figure I.16).

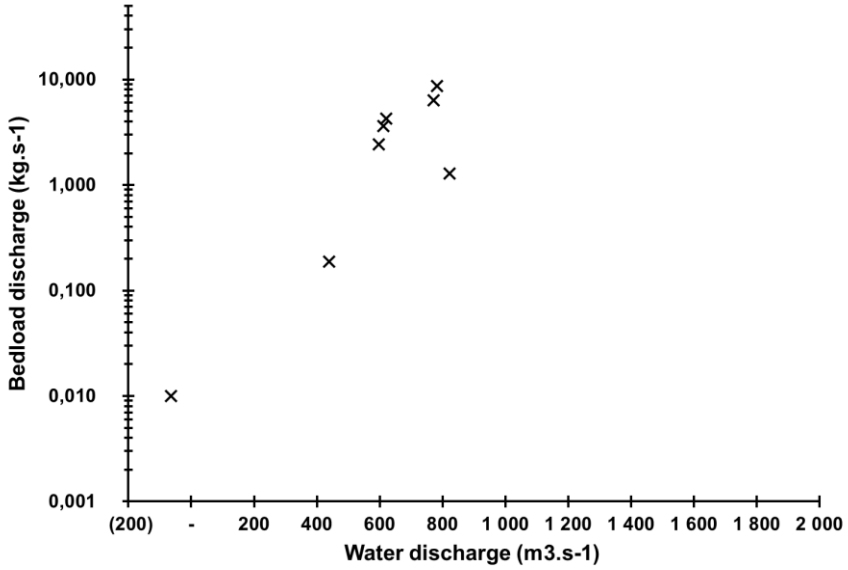


Figure I.16 : Courbe de tarage solide issue des mesures *in-situ* à Mauves-sur-Loire en janvier et avril 2017 (Fretaud et al., 2017).

Enfin, toujours dans le cadre du programme de rééquilibrage du lit de la Loire, la CNR a été chargée de construire un modèle mixte (physique / numérique) du site de Bellevue. Ce modèle a pour objectif de conforter les choix d'aménagement dans ce secteur. Ce type d'approche est rare sur des cours d'eau comme la Loire aval, caractérisés par une granularité relativement fine des sédiments. L'enjeu est de taille si l'on considère les difficultés de représentation des processus du transport solide en tenant compte de la distorsion géométrique liée à la taille des grains (sables)

et du respect des lois de similitudes. Les mesures réalisées ont pu mettre en évidence que la géométrie des dunes, leur vitesse de migration ainsi que les taux de transport associés sont conformes aux observations réalisées *in-situ* (Figure I.17).

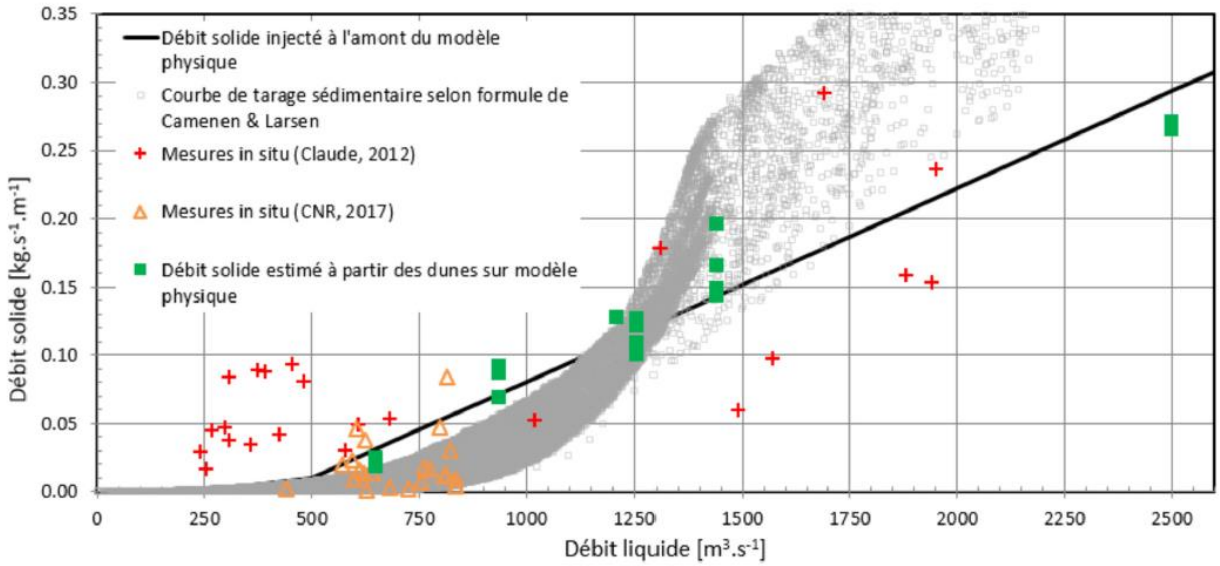


Figure I.17 : Débits solides unitaires estimés par la méthode de *Dune tracking* sur le modèle physique (carrés vert) et comparaison avec les mesures réalisées in-situ à Bréhémont (croix rouge), à Mauves-sur-Loire (triangles orange). D'après Alliau et al., 2020.

Les différentes estimations évoquées dans ce paragraphe sont recensées dans la Table I.3. Ce tableau met en évidence le manque de données quantifiées pour le transport solide de la Loire. Bien que certaines estimations aient été réalisées dès le XIXème siècle, ces estimations sont peu fiables. D'autre part, la disparité des méthodes et les lacunes temporelles et spatiales des estimations ne permettent pas une comparaison inter-site.

Table I.3 : Synthèse des estimations de transport solide par charriage sur le bassin de la Loire.

Lieu	Taux de transport annuel (t.an^{-1})	Méthode	Période	Référence
Loire et affluents	1 723 000	Volumes érosion berge	1856-1859	Partiot (1871)
Nantes, bras St Félix	643 000	Volume excavation	1847-1848	Partiot (1871)
Nantes	400 000	Volume excavation	-	Partiot (1871)
Paimboeuf	249 000	Extrapolation mesures MES et carottes sédimentaires	1957-1959	Berthois et Morize (1960)

Oudon	200 000	Formules (Kalinske)	année moyenne	Babonaux (1970)
Ingrandes/Fresne	235 000	Modèle numérique	2001-2004	De Linares (2007)
Belleville-sur-Loire	1 292 000	Volume remplissage seuil	1982-1984	Pons (2000)
Bréhémont	480 000	Courbe de tarage avec mesures *in-situ*	2010	Claude (2012)
Gien	37 000 – 340 000	Courbes de tarage avec formule TS	Année caractéristique	Camenen et al., (2016)
Mauves	78 000 – 112 000	Courbe de tarage avec mesures *in situ* et formules TS	Année caractéristique	Fretaud et al., (2017)

I.3. Questions de recherche fondamentales et appliquées

Le lien entre la présence des barres au sein des chenaux et l'évolution morphologique de ces derniers demeure une question ouverte dans le domaine de la morphodynamique fluviatile (van Dijk, 2013 ; Claude et al., 2014). Par exemple, lorsque les berges d'un chenal ne sont pas consolidées, les macroformes peuvent être à l'origine de processus d'érosion latérale, de divagation et/ou d'élargissement des chenaux. Lors de précédents travaux sur la Loire, la dynamique des barres a été investiguée pour des configurations morphologiques différentes : barres hybrides au sein d'un élargissement/rétrécissement (Claude, 2012) et dans un chenal secondaire (Rodrigues et al., 2015) ; et barre forcée de centre de chenal (Wintenberger, 2015). Le choix d'un nouveau site d'étude caractérisé par un chenal rectiligne et un fort ratio d'aspect doit permettre d'investiguer la dynamique des barres dans un autre contexte morphologique avec pour objectif de répondre à différentes questions :

- Comment la présence des barres peut-elle influencer les processus morphologiques qui sont à l'œuvre dans un chenal rectiligne caractérisé par un large ratio d'aspect et des sédiments très mobiles ? Plus spécifiquement, comment la configuration morphologique du chenal agit sur l'initiation, l'évolution et la migration des barres ? Quelles sont les modalités d'interactions hydraulique et morphologique des barres entre elles ?
- Comment l'hydrologie et sa variation peuvent-elles impacter la morphologie du chenal et la dynamique des barres ? Quel est le rôle spécifique des périodes de basses eaux sur la dynamique des barres sur un cours d'eau de type « *labile river* » ?
- Malgré les limites imposées par cet exercice, quels peuvent être les apports des modèles analytiques théoriques confrontés à la compréhension des processus de la dynamique des barres observés *in-situ* ?

- Quel contrôle exercent les barres sur la répartition du transport de la charge de fond ?

La coexistence des barres et des dunes pose également la question de leur interaction mutuelle. Les interactions entre formes du lit de différentes échelles nécessitent d'être analysées de façon séparée :

- Quelle est l'influence des barres sédimentaires sur la répartition, la morphologie et la dynamique des dunes ?
- Quels sont les paramètres influencés par les barres qui sont en capacité de rétroagir sur la géométrie des dunes ?
- Comment les dunes peuvent-elles affecter les paramètres de contrôle de la morphologie des barres ?

La grande variabilité des taux de transport annuels estimés sur le bassin, couplée à la forte incertitude qu'elle engendre au sein des modèles hydrosédimentraires, font apparaitre le besoin de réaliser une nouvelle estimation du transport solide en amont du tronçon visé par les travaux de restauration du lit et qui fait l'objet des modélisations numériques. Ces éléments soulèvent un certain nombre de questions qui relèvent du domaine appliqué et répondent aux besoins des gestionnaires :

- Qu'elle est la quantité de sédiments qui arrive à l'entrée du bief estuarien de la Loire ?
- Est-il possible d'améliorer et d'optimiser la mesure du transport solide sur les grands cours d'eau sablo-graveleux en intégrant la mesure acoustique (active et passive) ?
- Les outils acoustiques sont-ils adaptés à la mesure du charriage en Loire ?
- Permettent-ils la description des flux relatifs aux formes du lit présentes dans la Loire ?
- Les lois de calibration de ces outils sont-elles extrapolables sur le bassin ligérien ?

Un tronçon de la Loire à proximité de Saint-Mathurin-sur-Loire a été choisi pour répondre à ces interrogations grâce à des mesures *in-situ*. Ce site a été sélectionné car il présente un chenal rectiligne qui facilite ce type d'opération, et de par sa situation géographique qui permet l'estimation des flux totaux à l'entrée du bief estuarien. La présence de la confluence avec la Maine juste en aval du site nécessite la prise en compte de ses apports afin de quantifier de façon global le transport à l'entrée du bief considéré.

Les questions scientifiques fondamentales et appliquées exprimées dans le chapitre I impliquent la définition d'une approche expérimentale analytique visant à y répondre. L'objet du chapitre II est de présenter cette approche ainsi que les méthodes et les outils déployés. Le site d'étude retenu pour mener à bien ce travail est également décrit dans le contexte de son bassin versant et du tronçon du fleuve concerné.

Chapitre II.

Approche expérimentale



II.1. Site d'étude

Nous livrons ici une description non-exhaustive du bassin versant de la Loire et du contexte hydro-sédimentaire dans lequel s'inscrit le site d'étude. Le lecteur est invité à consulter les travaux de Babonaux (1970), Brossé (1982) et Rodrigues (2004) pour plus de détails.

II.1.1. Le bassin versant ligérien

La Loire draine un bassin versant s'étendant sur environ 117000 km² depuis le Mont Gerbier-de-Jonc (007) où elle prend sa source, jusqu'à son embouchure dans l'Océan Atlantique à Saint-Nazaire (044). Elle dispose de 5 affluents majeurs répartis sur ce territoire (Figure II.1). De l'amont vers l'aval, l'Allier constitue le premier affluent majeur de la Loire en rive gauche. Puis se succèdent, le Cher, l'Indre et la Vienne qui confluent avec la Loire dans le département de l'Indre-et-Loire. Enfin, la Maine constitue de dernier affluent majeur avant l'estuaire. Située en rive droite de la Loire, elle draine la partie nord du bassin versant ligérien (Sarthe, Mayenne, Loir). La Loire s'écoule d'abord sur un axe orienté SSE-NNO jusqu'à Briare avant de prendre une direction E-O dans l'Orléanais jusqu'à son embouchure (Figure II.1). Le cours de la Loire est classiquement divisé en 3 tronçons en fonction de leur caractéristiques géomorphologiques et lithologiques. Ainsi, la Loire amont (ou Loire supérieure) est définie entre sa source et le Bec d'Allier, la Loire moyenne entre le Bec d'Allier et le Bec de Maine, et la Loire aval (ou basse Loire) entre le Bec de Maine et l'estuaire.

D'un point de vue lithologique, la Loire s'écoule depuis le Massif Central via des gorges taillées dans le granite, les roches métamorphiques et basaltiques. Elle y traverse également certains fossés d'effondrements accueillant des roches sédimentaires. Au droit des calcaires dévoniens du Morvan, le fleuve change d'orientation vers les formations mésozoïques, cénozoïques et quaternaires du Bassin Parisien. Ces formations constituent le second grand ensemble géologique du bassin de la Loire. Il est composé de calcaires et marnes du jurassique, de sables et craies du crétacé et de sables et d'argiles du néogène. La nature de ces terrains permet l'élargissement de la plaine alluviale dans ce secteur. Puis les complexes crayeux et carbonatés de Touraine favorisent le rétrécissement du lit majeur jusqu'au Bec de Vienne. Aux Ponts-de-Cé, la Loire atteint le Massif Armoricain. Ce massif, issu de l'orogénèse Hercynienne, est composé principalement de granites et de roches métamorphiques (gneiss et micaschistes) du Paléozoïque (Debelmas, 1974). L'histoire du réseau hydrographique de la Loire résulte de l'évolution de ces 3 grands ensembles géologiques et notamment des transgressions et régressions marines survenues au cours du mézosoïque et du néogène. Le cours de la Loire

allant jusqu'à se jeter dans la Manche via le cours actuel de la Seine au Pliocène (Debrand-Passard, 1998).

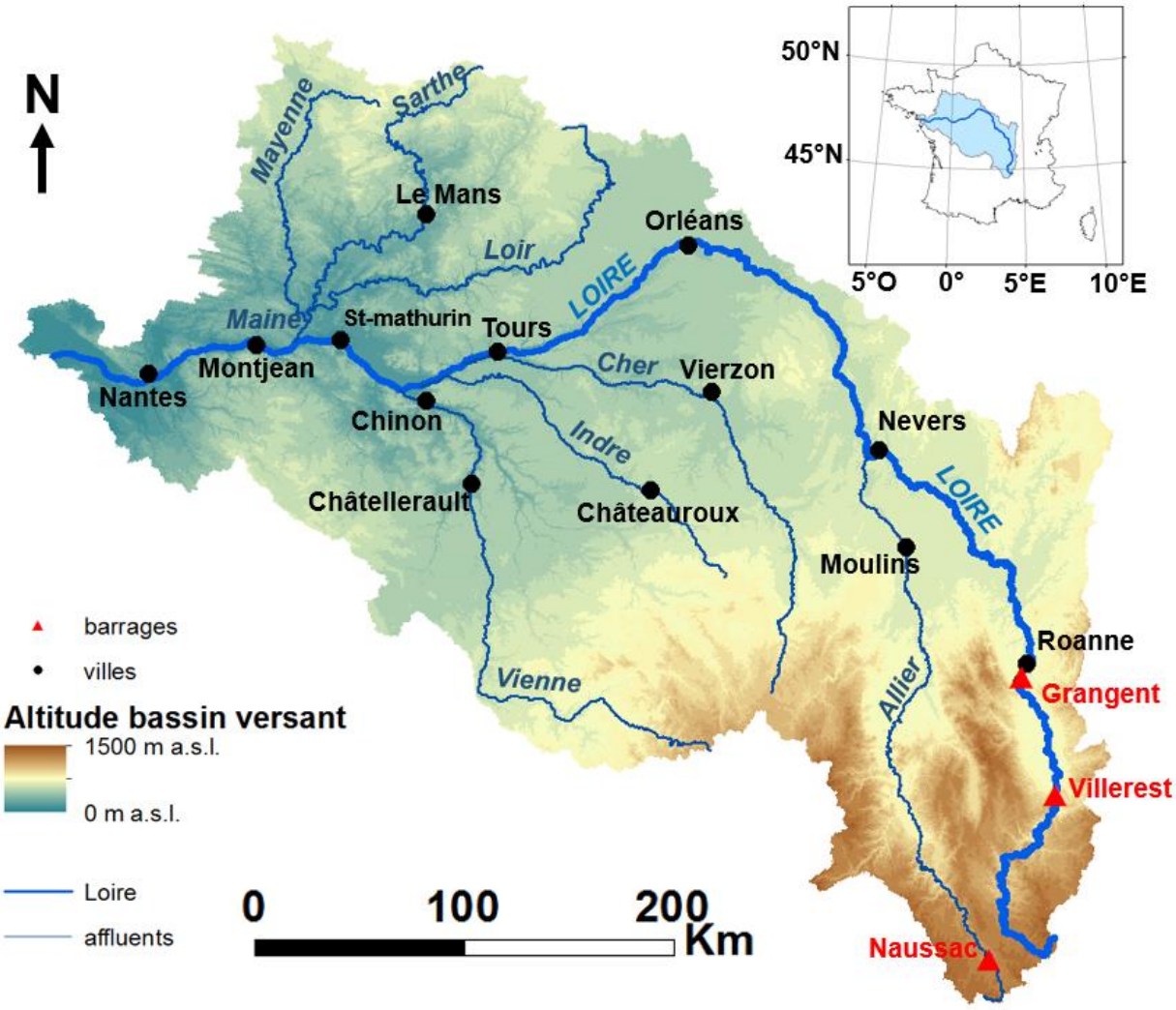


Figure II.1 : Altitude du bassin versant de la Loire (source : IGN BD Alti). Localisation des principaux affluents et des grands barrages.

Le régime hydrologique du fleuve est caractérisé par des crues d'origines diverses associées à la variabilité des climats et des reliefs sur le bassin versant. Les hautes eaux se présentent classiquement durant la période hivernale tandis que les étiages, parfois sévères, surviennent de juillet à octobre. On distinguera les crues cévenoles, des crues océaniques (Dacharry, 1996). Les premières sont liées aux précipitations importantes qui peuvent survenir sur la Loire amont et sur l'Allier à l'automne ou au printemps. Les pentes importantes favorisent la propagation rapide de l'onde de crue vers l'aval et peut engendrer des évènements violents.

Les secondes sont associées aux perturbations météorologiques provenant de l'Ouest. Elles affectent surtout la Loire moyenne et la basse Loire. La concomitance de ces deux types de crues engendre un troisième type de crues dites mixtes. L'occurrence de ce type de crue est rare et à l'origine des grandes crues de référence de la Loire (1846, 1856, 1866). La Loire a subi des aménagements pour contenir et gérer les crues. La Table II.1 renseigne sur les débits caractéristiques de la Loire depuis Villerest jusqu'à Montjean-sur-Loire et de ses principaux affluents.

Table II.1 : Débits caractéristiques de la Loire sur plusieurs stations hydrométriques et de ses principaux affluents (source HYDRO-MEDDE/DE).

	Q_{MNA}*[1]	**Module** (Q_{mod})	**Crue biennale** (Q_2)	**Crue décennale** (Q_{10})
	($m^3.s^{-1}$)	($m^3.s^{-1}$)	($m^3.s^{-1}$)	($m^3.s^{-1}$)
Loire à Villerest	14	66	520	980
Loire à Nevers	35	180	1000	1700
Allier à Moulins	37	130	650	1100
Loire à Orléans	74	330	1600	2600
Cher à Tours	18	91	470	790
Indre à St-Cyran-du-Jambot	3	13	81	160
Vienne à Chinon	42	170	860	1400
Loire à Saumur	171	670	2700	4500
Maine à Angers	-	129*[2]	-	-
Loire à Montjean-sur-Loire	205	840	3100	5100

*[1]débit mensuel minimal annuel

*[2]source : Rodrigues, 2004.

La nature des sédiments de la Loire est en grande partie liée à la zone d'alimentation du haut bassin composé de roches cristallines et volcaniques, et d'apports des formations sédimentaires du bassin parisien. Les sédiments sableux du lit sont essentiellement composés de feldspaths, de fragments de roches et de quartz (Patryl, 2000 ; Macaire et al., 2013). La taille des sédiments évolue entre la Loire amont, essentiellement sous forme de galets et graviers, et la Loire aval où ils se présentent sous la forme d'un mélange de sables et de graviers plus ou moins trié (Figure II.2).



Figure II.2 : Différentes vues montrant l'aspect des sédiments de la Loire à Saint-Mathurin-sur-Loire.

II.1.2. La Loire à Saint-Mathurin-sur-Loire

II.1.2.1. Morphologie du secteur de 1899 à nos jours

Les premières traces de mesures bathymétriques sur le secteur étudié remontent à 1899. Ces investigations font suites à la volonté des pouvoirs public de l'époque, de rendre le fleuve navigable. Plusieurs documents relatant de l'amélioration de la navigabilité du fleuve à la fin du 19ème siècle ont été retrouvés dans les archives départementales de Loire Atlantique. Parmi ces documents, un plan de sondage réalisé par les ingénieurs des Ponts et Chaussées (Figure II.3) présente les cotes altimétriques du lit du fleuve levées à l'aide d'un bateau à vapeur et d'une corde à plomb. Ces cotes altimétriques sont normalisées par le niveau d'eau correspondant au zéro de l'échelle de Montjean-sur-Loire, équivalent du niveau d'eau pour l'étiage moyen annuel, et déterminées en considérant une pente uniforme entre les différentes échelles. Ainsi, les zones de couleur bistre sur la carte correspondent à des parties hautes, émergées lors de l'étiage moyen, tandis que les zones bleues correspondent au chenal d'étiage moyen (zone en eau). Ce document permet d'attester la présence de formes du lit dont la longueur d'onde est proche des 1000 m et d'une hauteur d'environ 2 m. La morphologie générale de ce tronçon a très peu évolué au cours du temps. On retrouve les deux îles déjà présentes en 1899 sur la vue aérienne de 2017 (Figure II.3). L'île du Grand Buisson, située à l'amont est contournée en rive gauche par un bras secondaire. Ce bras semble mieux connecté au bras principal sur la carte de 1899. L'incision généralisée du fleuve a contribuée à isoler ce bras du reste du chenal pour des débits inférieurs

au module. La mise en eau périodique de ce bras au cours des épisodes de crue doit probablement avoir une influence sur la dynamique hydrosédimentaire du site. La pente du fond, estimée à partir des lignes d'eau d'étiage, est relativement faible (0,0002 $m.m^{-1}$). Les berges sont constituées d'enrochements et ne sont donc pas érodables sur la quasi-totalité du tronçon exceptée en rive gauche à la sortie du bras secondaire. L'île Sorin semble être issue de la fusion de deux petites îles.

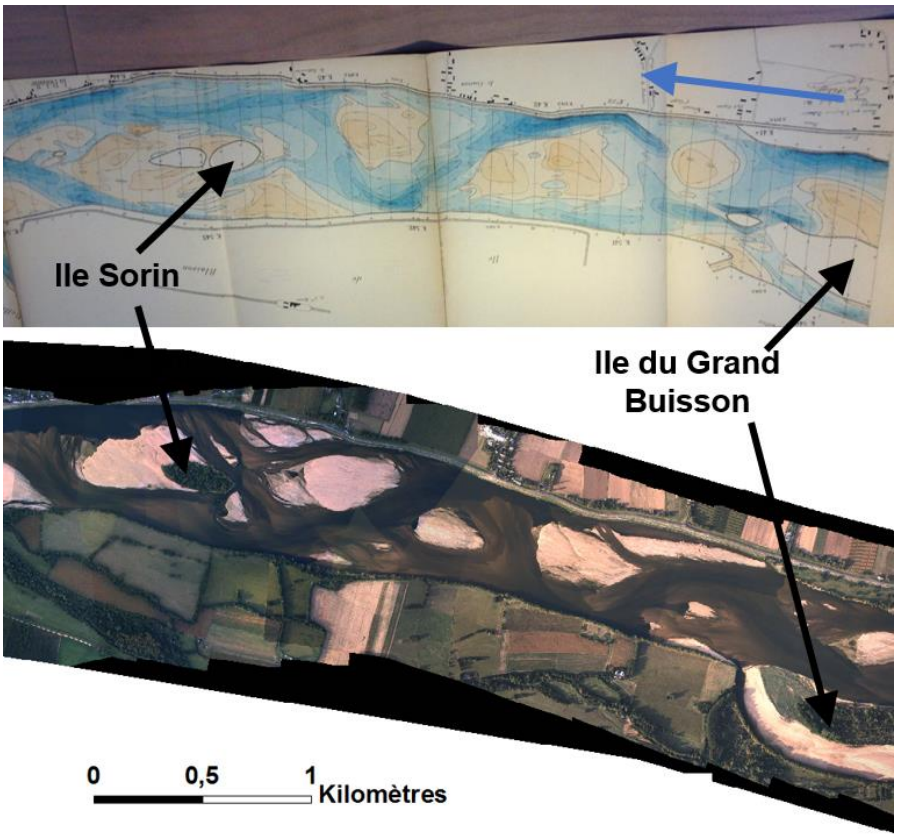


Figure II.3 : Partie supérieure, plan de sondage de la Loire entre Saint-Mathurin-sur-Loire et la Bohalle (49), novembre 1900 (Mille et Robert, 1899. Source Archives départementales Loire Atlantique) ; partie inférieure, vue aérienne de la Loire à Saint-Mathurin-sur-Loire en 2017 (D. Lague, Univ. Rennes).

Une sélection des photographies aériennes disponibles (IGN) entre 1949 et 2018 a permis d'observer la variabilité de la configuration du lit dans ce secteur (Figure II.4). Ces clichés ont été pris pour des débits compris entre 125 $m^3.s^{-1}$ et 285 $m^3.s^{-1}$. En comparant les lignes d'eau actuelles, cette différence de débit se traduit par une différence d'altitude de la ligne d'eau d'environ 0,3 m. Certaines années, la configuration du lit est plus complexe (1949, 1988, 1992, 1999, 2016, 2017, 2018) avec des barres sédimentaires qui apparaissent découpées. Cette complexité est d'autant plus caractéristique entre 2016 et 2018.

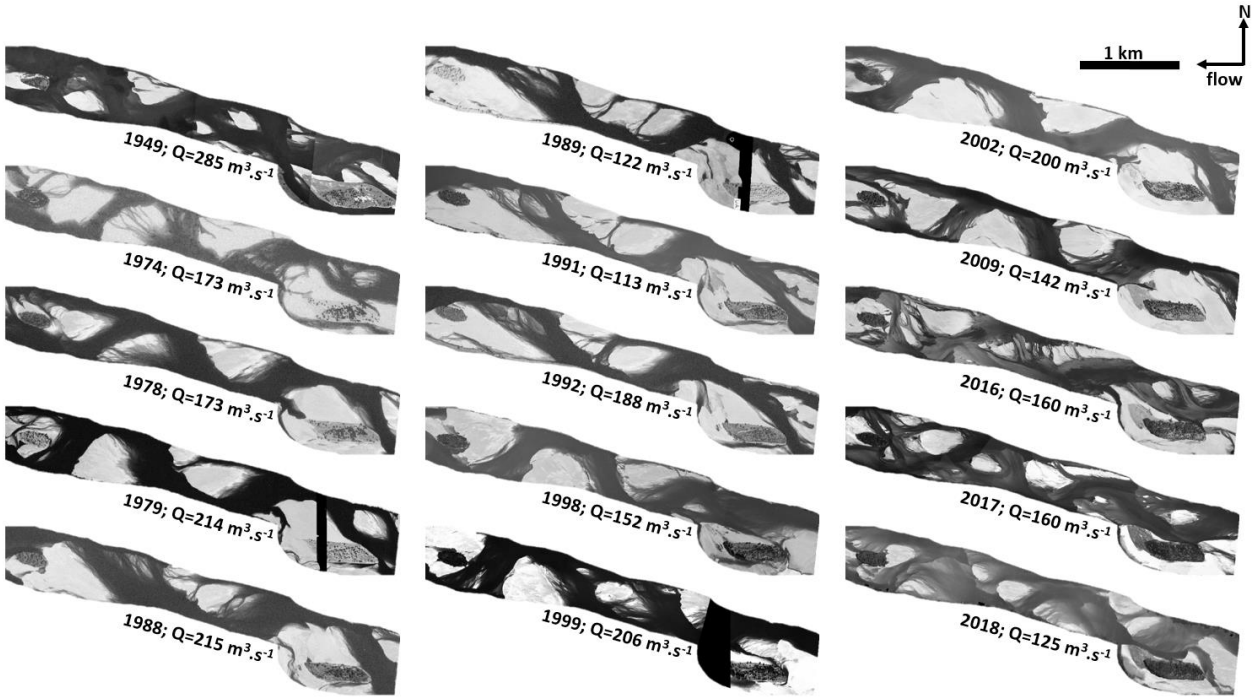


Figure II.4 : Photographies aériennes de la Loire entre Saint-Mathurin-sur-Loire et la Bohalle entre 1949 et 2018 (source IGN).

Ceci est à mettre en lien avec les aménagements qu'a subi le fleuve et qui a impacté la morphologie de la Loire sur tout le linéaire (incision généralisée). De précédents travaux sur la Loire ont permis d'estimer les secteurs du fleuve en exhaussement ou en incision à partir des lignes d'eau d'étiage (Latapie, 2011). Entre 1978 et 1984, le tronçon présenté ci-dessus a montré une forte incision avec un abaissement de 40 $mm.an^{-1}$. Cette incision pourrait contribuer à observer une morphologie simplifiée avec un chenal bien délimité. La situation s'est ensuite stabilisée avec une érosion d'environ 9 $mm.an^{-1}$ sur la période allant de 1984 à 1996. Puis la tendance s'est inversée entre 1996 et 2002 avec un dépôt 17 $mm.an^{-1}$ (Latapie et al., 2014). Une morphologie plus complexe pourrait alors avoir tendance à s'exprimer sur cette période plus récente.

II.1.2.2. Synthèse hydrologique

L'hydrologie du site d'étude a été analysée à partir de la base de données HYDRO du Ministère de l'Ecologie, du Développement Durable et de l'Energie (MEDDE). La station hydrométrique la plus proche du site d'étude se situe à Saumur, environ 25 km en amont du site, sans affluent majeur entre la station et le site d'étude (Thouet, module=18 $m^3.s^{-1}$). La station

dispose d'une chronique de débits journaliers depuis 1948. Une autre station située à Montjean-sur-Loire (45 km en aval du site d'étude) a été sélectionnée pour cette analyse car elle dispose de mesures des débits depuis 1863. Ceci permet d'appréhender la variabilité des débits sur une grande période de temps. Comme évoqué par Moatar et al. (2016), des fluctuations cycliques du débit spécifique moyen annuel sont observées sur la Loire et les autres fleuves de France. Cette variabilité a été attribuée aux grands changements de températures de surfaces de l'océan Atlantique (AMO, *Atlantic Multidecadal Oscillation*) qui conduisent à une augmentation des précipitations printanières lorsque la température de surface de l'océan diminue (Boé et Habets, 2014). La période actuelle est considérée comme une période sèche avec une tendance à la diminution des débits moyens annuels (Figure II.5). Les cycles de fluctuation du débit ont une période d'environ 50 ans.

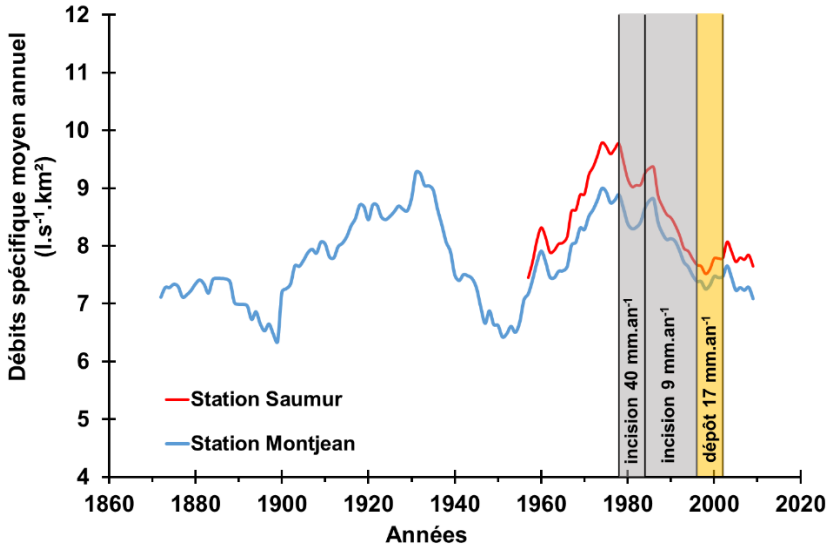


Figure II.5 : Evolution du débit spécifique moyen annuel (moyenne mobile sur 20 ans) entre 1948 et 2019 à la station hydrologique de Saumur, et entre 1872 et 2009 à la station de Montjean-sur-Loire. Les taux d'incision sur le tronçon de St-Mathurin-sur-Loire réfèrent aux travaux de Latapie (2011).

Les changements dans l'hydrologie du fleuve sont également influencés par des facteurs plus locaux. Par exemple, la mise en service du barrage de Villerest en 1985 a affecté les débits et notamment ceux de crue. Ce barrage, situé sur la partie amont du bassin, a pour vocation de soutenir les étiages mais également d'écrêter les crues pour limiter le risque d'inondation. Ainsi, sa mise en place a favorisé la diminution des débits pour des crues supérieures à 1000 $m^3.s^{-1}$ à l'entrée de la retenue (Feurs [042]).

Les projections climatiques permettent également d'appréhender l'évolution des débits dans le futur au travers de modèles hydrologiques. Sur la Loire, les simulations hydrologiques ont permis d'observer une baisse généralisée des débits projetés sur la période 2046-2065. Cette baisse est significative pour les périodes d'étiage dont la durée augmente également. Les débits de crues simulés ont également une tendance à la diminution, cependant l'incertitude importante limite l'interprétation des résultats sur cette période (Moatar et al., 2010).

L'analyse de données journalières de la station de Saumur permet de mettre en évidence les débits dont la fréquence est caractéristique. A cet endroit, la Loire draine un bassin de 81200 km². Le module (débit moyen interannuel) est de 670 $m^3.s^{-1}$ (Table II.1). Le débit journalier maximal enregistré par la banque HYDRO est de 5350 $m^3.s^{-1}$ (1982) ce qui correspond à un temps de retour d'environ 20 ans. La moyenne mensuelle des débits calculée sur toute la chronique disponible permet de visualiser une année moyenne (Figure II.6). Bien que les étiages et les crues puissent survenir or de ces périodes, on distingue une période de crue qui s'étend entre novembre et mai, puis une période de basses eaux comprise généralement durant la période estivale (juin- à octobre).

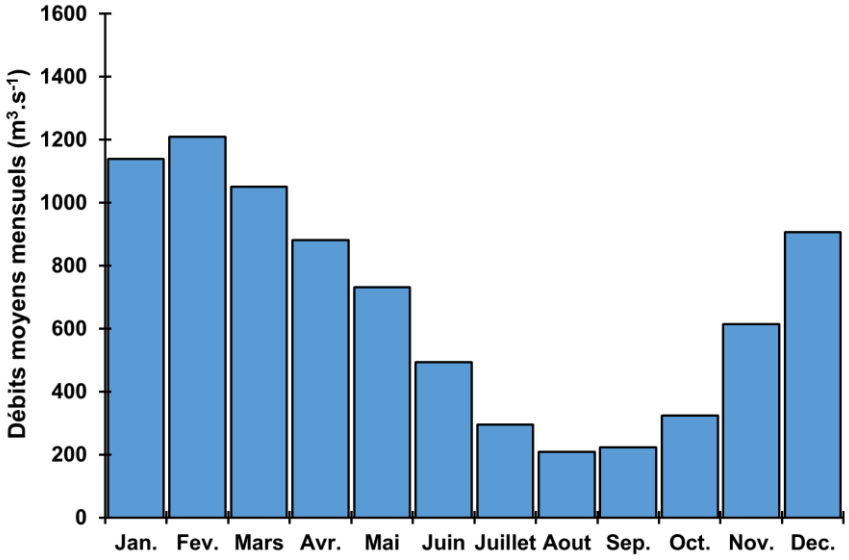


Figure II.6 : Débits moyens mensuels de la Loire à Saumur (106 ans).

II.2. Matériels et méthodes

Afin de répondre aux questions soulevées dans le chapitre I, plusieurs protocoles expérimentaux ont été élaborés. Ces protocoles reposent sur l'utilisation d'une multitude d'outils dont les principes de fonctionnement sont détaillés dans la section qui suit. Le lecteur pourra

trouver des précisions complémentaires dans les sections matériels et méthodes des chapitres III, IV, V et VI.

II.2.1. Bathymétrie

La morphodynamique d'un fleuve ne peut être investiguée et interprétée sans un suivi précis et régulier de l'évolution des fonds. Il existe deux types de sondeur bathymétrique : les sondeurs mono- et multi-faisceaux. L'Université de Tours dispose des deux outils, cependant la configuration morphologique du site et ses dimensions ont restreint notre choix. En effet, l'utilisation d'un sondeur multi-faisceaux sur un tronçon d'environ 2500 m par 500 m de large est très couteuse en temps d'acquisition, d'autant que les faibles profondeurs rencontrées (2 m en moyenne) conditionnent des fauchées dont la largeur est relativement faible (environ 3 fois la profondeur sous le sondeur). Le choix s'est donc porté sur l'utilisation d'un sondeur mono-faisceau bien que ce dernier ne permette qu'une vision du fond en 2 dimensions. Le sondeur utilisé est un sondeur Tritech® PA500. Le principe de fonctionnement de cet appareil réside dans l'émission et la réception d'ondes acoustiques (500 kHz). La température de l'eau, la salinité et la concentration en matière en suspension (MES) conditionnent la célérité des ondes acoustiques. La profondeur sous le sondeur est donc déterminée à partir de la célérité des ondes acoustiques dans le milieu et le temps de propagation entre l'émission, l'impact sur le fond et la réception. L'angle d'ouverture du faisceau (6° pour notre appareil) et la profondeur conditionnent la surface insonifée au fond de la rivière et donc la précision de la mesure.

Le sondeur bathymétrique est couplé avec un GPS-RTK (Real Time Kinematic, Magellan ProFlex 500) recevant les corrections de la position des satellites en temps réelle grâce au réseau Teria (Exagone). L'utilisation d'un GPS-RTK permet un positionnement précis lors de la navigation mais aussi un suivi diachronique en effectuant les mesures aux mêmes endroits d'une campagne à l'autre. Cette configuration permet un positionnement planimétrique centimétrique et une précision altimétrique d'environ 0,1 m. Le sondeur bathymétrique a été déployé à couple d'un bateau motorisé (Figure II.7a). L'altitude du fond (Z_{fond}) est déterminée à partir des données GPS. L'altitude donnée par le GPS (Z_{GPS}) correspond à l'altitude de la base de l'antenne. Cette altitude est corrigée directement dans le logiciel d'acquisition pour déterminer l'altitude du fond à partir de la longueur de la perche du sondeur (b) dont la distance est connue et constante et de la profondeur déterminée par le sondeur (a) (Figure II.7b) :

$$Z_{fond} = (Z_{GPS} - b) - a$$ **Eq. II.1**

Ensuite la profondeur réelle (d) est déterminée en ajoutant l'enfoncement du sondeur à la profondeur déterminée par le sondeur (a) :

$$d = a + (b - c)$$ **Eq. II.2**

La distance c est mesurée directement sur le terrain lors de l'acquisition. Cette distance varie en fonction des mouvements du bateau et des vagues au niveau de la surface libre. La profondeur réelle (d) est donc une estimation et il est donc préférable d'utiliser l'altitude du fond (Z_{fond}) pour la comparaison diachronique qui est exprimée en mètre au-dessus du niveau moyen des mers. De la même manière, l'altitude de la ligne d'eau (Z_{NE}) est définie par :

$$Z_{NE} = Z_{fond} + d$$ **Eq. II.3**



Figure II.7 : a) Bateau utilisé pour la réalisation du protocole bathymétrique avec le sondeur au premier plan ; b) schéma de montage du sondeur sur le bateau expliquant le calcul de l'altitude du fond et de la ligne d'eau (NE).

L'acquisition et le traitement des données ont été réalisés à partir du logiciel Hypack®. Le post-traitement des données a consisté à, 1) supprimer les erreurs de sondes ; 2) corriger les erreurs de ligne d'eau dues aux pertes de réception des corrections différentielles ; et 3) supprimer

systématiquement tous les points dont la position était à plus de 5 m en plan du profil théorique et projeter les points restant sur ce profil théorique.

II.2.2. Courantométrie

La courantométrie permet de quantifier la dynamique des écoulements impliqués dans le transport sédimentaire et la morphodynamique du lit. Couplée aux mesures bathymétriques et granulométriques, elle permet d'estimer la contrainte hydraulique qui s'exerce et la potentielle mise en mouvement des grains qui composent le lit.

La mesure de la vitesse des écoulements a été réalisée à partir d'un aDcp (*acoustic Doppler current profiler*). L'effet Doppler est la variation de la fréquence du son induite par la vitesse relative de la source d'émission et de l'observateur. La vitesse de l'écoulement est mesurée grâce à ce principe. Cet appareil est équipé de 4 transducteurs dont le rôle est d'émettre et de réceptionner des ondes acoustiques. Les transducteurs émettent des impulsions ultrasonores qui sont rétrodiffusées par les particules en suspension dans la colonne d'eau. A la réception, les transducteurs sont capables d'analyser le décalage de fréquence entre les impulsions émises et les impulsions réceptionnées (Figure II.8a). Ce décalage de fréquence renseigne sur la vitesse des particules et des microbulles qui ont reflété les ondes sonores. Si la fréquence de réception est inférieure à la fréquence d'émission, alors les particules qui ont reflété le signal acoustique bougent vers la source. A l'inverse, si la fréquence réceptionnée est supérieure à la fréquence émise, alors les particules s'éloignent de la source. Le temps de retour entre l'émission et la réception renseigne sur la position des particules. Le postulat de base dans ce principe est que les particules se déplacent à la même vitesse que l'eau.

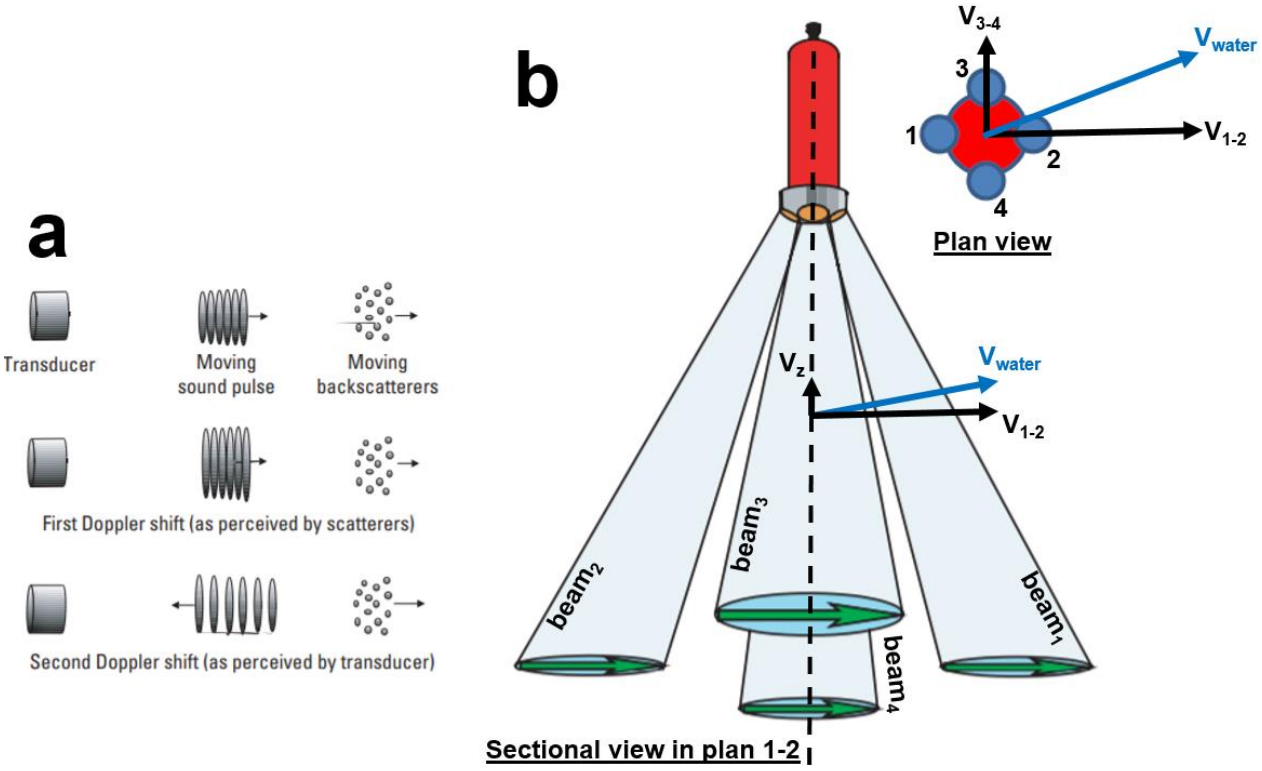


Figure II.8 : a) Schémas illustrant le double décalage Doppler permettant l'interprétation de la vitesse d'écoulement, d'après Simpson (2001) ; b) Schémas de la configuration des faisceaux acoustiques et de la détermination des différentes composante de la vitesse (adapté de Simpson, 2001 ; et com. A. Hauet).

Les transducteurs fonctionnent par paire et définissent un plan pour chaque paire de faisceaux opposés. Dans chaque plan ainsi défini (plan 1-2 et plan 3-4, cf Figure II.8b) la vitesse de l'eau est déterminée par la composante longitudinale (V_{1-2}) et verticale (V_z) de l'écoulement. Les deux composantes longitudinale et transversale de la vitesse de l'eau (V_{water}) en un point donné sont donc définies par la vitesse longitudinale dans chaque plan (V_{1-2} et V_{3-4}). Les deux vitesses verticales sont comparées et servent de filtre pour valider la vitesse de l'eau (V_{water}). De cette manière, les 3 composantes de la vitesse sont calculées. La section d'écoulement est découpée en ensembles de cellules. Le débit est ensuite défini par la somme des vitesses sur la section. Certaines zones de la section ne peuvent être mesurées par l'aDcp (zones aveugles). En surface, l'enfoncement de l'aDcp dans l'eau ainsi que le flotteur créent une déformation de l'écoulement (Muste et al., 2010). A cette perturbation il faut ajouter les perturbations liées à la résonnance des transducteurs en surface et aux interférences des lobes acoustiques latéraux parasites à proximité du fond (Simpson, 2001). Enfin, lorsque l'aDcp est en mouvement, il est nécessaire de corriger la vitesse d'écoulement de la vitesse de déplacement de l'aDcp. Pour se faire, la vitesse de

déplacement peut être obtenue de deux manières. Soit en couplant l'aDcp avec un GPS différentiel, soit grâce à la fonction *bottom tracking* (BT) de l'aDcp. Le *bottom tracking* consiste à analyser le décalage Doppler des faisceaux rétrodiffusés par le fond. Ce décalage Doppler est dû au déplacement du bateau dans le cas où il n'y a pas de transport par charge de fond dans la rivière (fond immobile). Dans le cas d'un fond mobile, le signal du *bottom tracking* est biaisé par la vitesse de fond.

Lors des campagnes terrains deux appareils ont été utilisés. A l'instar du sondeur bathymétrique, les deux aDcp ont été couplés à un GPS-RTK et déployés à partir d'un bateau motorisé (Figure II.9a et b). Le couplage au GPS permet à la fois, de réaliser un suivi diachronique en répétant les mesures avec une bonne précision dans le positionnement planimétrique, et également de s'affranchir du biais lié à la présence du fond mobile qui provoque une sous-estimation des vitesses. Pour chaque section investiguée, un minimum de deux transects réciproques (1 aller/retour) a été réalisé et le nombre de paires de transects a été défini par le temps minimum pendant lequel l'appareil doit être en mesure (au moins 12 min pour l'ensemble des mesures, [Mueller et al., 2013]). Le temps moyen pour réaliser un transect dans ce tronçon de la Loire est d'environ 15 min donc généralement 2 transects suffisent à remplir les conditions susmentionnées.

Les deux appareils utilisés sont un Rio Grande 1200 kHz (Teledyne RDI) et un Riversurveyor® M9 (Sontek). La particularité de ce dernier est qu'il dispose de 8 transducteurs dont 4 émettent à une fréquence de 1000 kHz et 4 autres à une fréquence de 3000 kHz. Il ajuste donc la fréquence d'émission et la taille des cellules en fonction des caractéristiques du milieu (profondeur, vitesse d'écoulement) afin d'obtenir la meilleure résolution possible. Ils disposent également d'un faisceau vertical pour obtenir la bathymétrie (500 kHz). Le cap de l'aDcp est déterminé grâce à un compas interne aux deux appareils qui mesure le champ magnétique terrestre. Une calibration préalable est donc nécessaire afin de contrôler la présence éventuelle d'éléments pouvant perturber le champ magnétique (pont, structure métallique, ligne haute tension).



Figure II.9 : Bateaux en configuration d'acquisition avec l'aDcp, a) RDI ; b) Sontek

Le post-traitement des données consiste à corriger le signal en appliquant la déclinaison magnétique correspondante à la localisation et à la date des mesures. Tous les transects de chaque section ont ensuite été moyennés grâce à l'outil *Velocity Mapping Toolbox* (VMT, Parsons et al., 2013). Pour une section levée lors d'une campagne, les données de chaque transect (au moins deux passages par section) sont moyennées afin d'obtenir une section moyenne (MCS, *Mean Cross Section*). La MCS est calculée en projetant et en interpolant les données moyennées sur une grille définie par l'utilisateur. La grille horizontale a été définie à 2 m et permet d'obtenir les paramètres moyens de l'écoulement sur la colonne d'eau (les coordonnées géographique, les différentes composantes des vitesses, la direction). La grille verticale a été définie à 0,05 m et renseigne sur l'évolution de ces paramètres au sein de la colonne d'eau.

II.2.3. Quantification de la charge de fond

La quantification de la charge de fond a été appréhendée à partir de 4 méthodes développées ci-dessous.

II.2.3.1. Estimation par les échantillonneurs

La première méthode employée est une mesure directe du charriage à l'aide d'échantillonneurs de type BTMA (*Bedload Transport Meter Arhnem*). L'échantillonneur est composé d'un panier monté sur un cadre métallique. Le panier a une bouche rectangulaire de 0,05 m de haut et 0,085 m de large (Figure II.10a et d). Cet échantillonneur a déjà été employé sur la Loire dans le cadre d'autres travaux, dont la thèse de Claude (2012). Une description complète de l'échantillonneur est donnée par de Vries (1979).

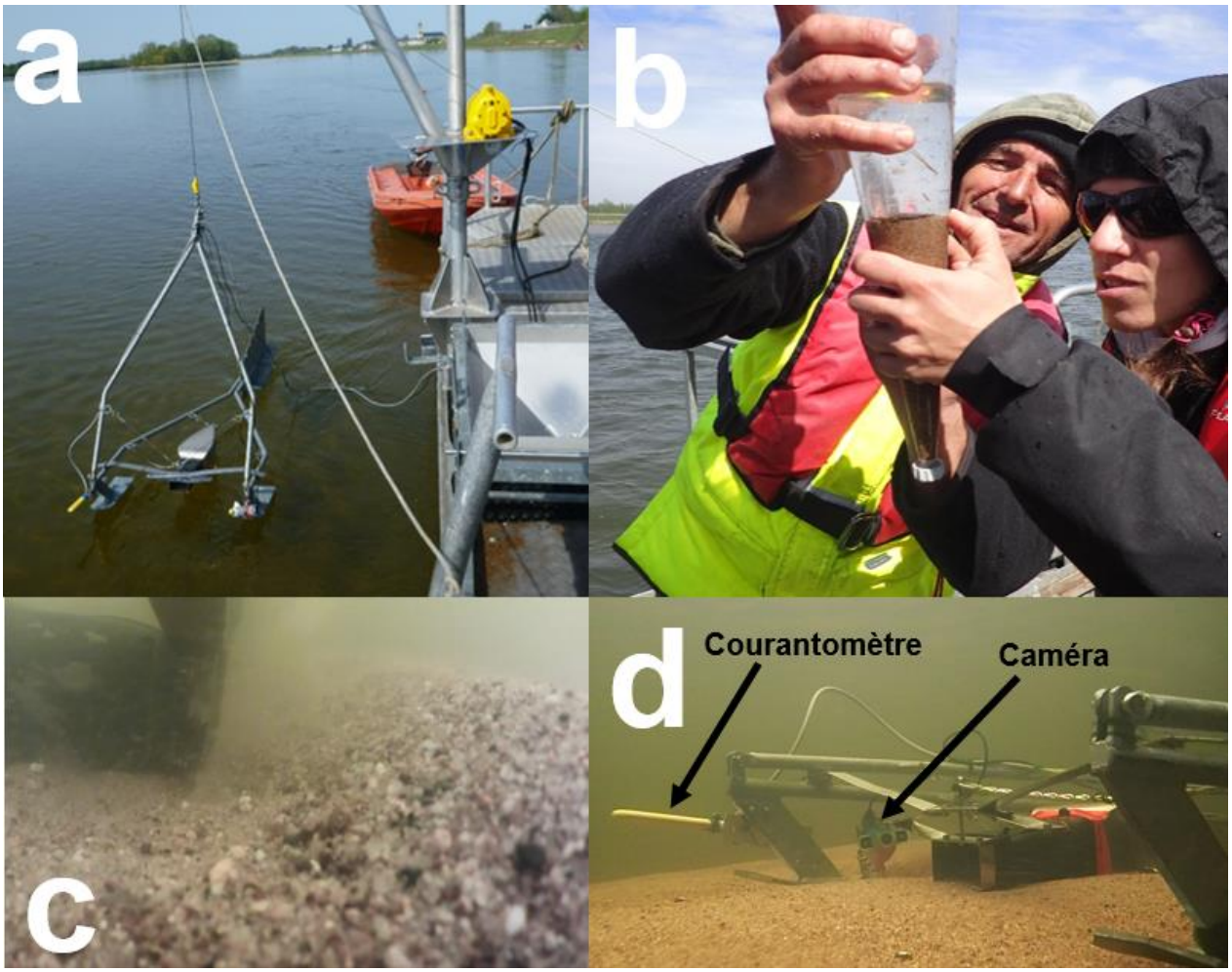


Figure II.10 : a) Vue d'ensemble d'un BTMA suspendu à la potence articulée permettant la manipulation de l'échantillonneur au-dessus de l'eau ; b) Mesure du volume de sédiment prélevé par le BTMA dans un cône d'Imhoff ; c) BTMA en cours d'échantillonnage sur la Loire avec la présence d'un front de progradation de dune juste en amont de la bouche de l'échantillonneur ; d) BTMA en cours de prélèvement sur le fond de la Loire, noter la présence d'une caméra de contrôle fixée au cadre et d'un courantomètre électromagnétique afin de mesurer la vitesse à proximité du fond.

La mesure de flux de la charge de fond a été réalisée sur une section transversale positionnée initialement en fonction de la position des barres dans le chenal. Six verticales de mesure ont été réparties sur cette section et suivies au cours des différentes campagnes de terrain menées pour des gammes de débit allant de 226 à 2300 $m^3.s^{-1}$ (Figure II.11). Certaines de ces verticales étaient émergées lors des campagnes réalisées pour des faibles débits. D'autre part, la durée des journées étant raccourcie lors des périodes de crues hivernales, la plupart des campagnes de terrain n'ont permis de mesurer le transport solide que sur 4 verticales.

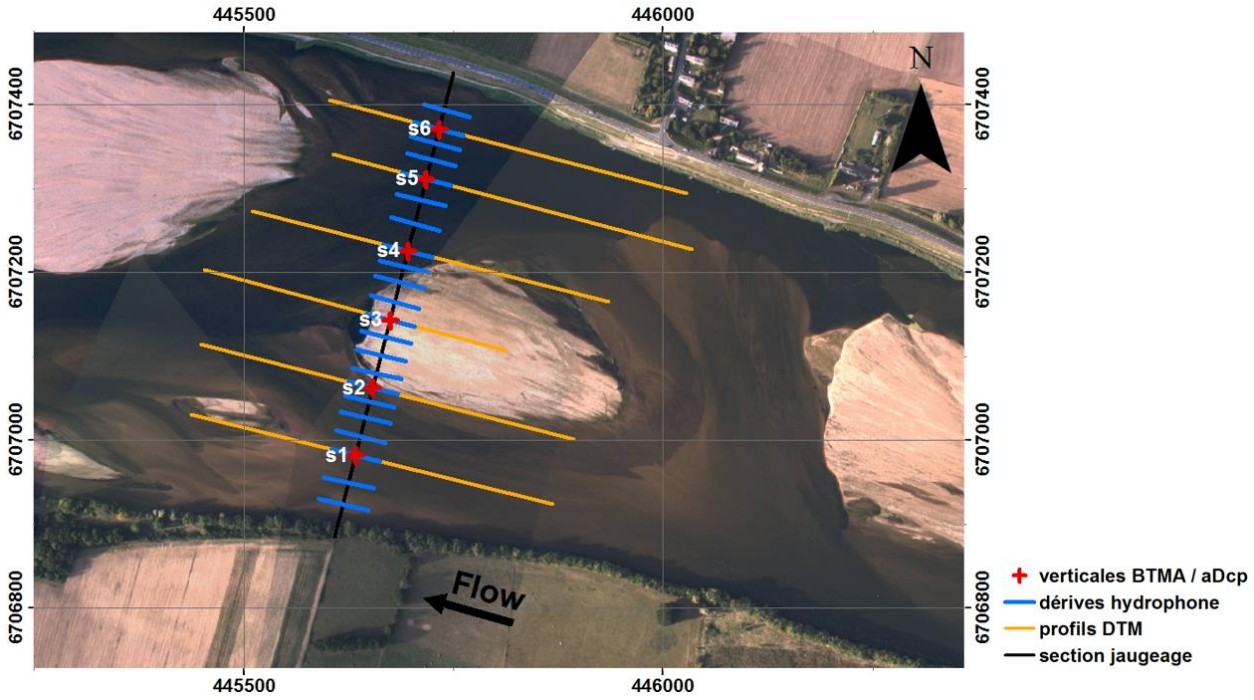


Figure II.11 : Positions des mesures de transport solide pour chaque méthode employée sur la section de jaugeage.

Le protocole de prélèvement consiste à positionner un bateau d'environ 20 m de long au droit de la verticale de mesure au moyen de deux ancres à l'avant et une à l'arrière pour éviter les mouvements latéraux. Une fois la position fixée, deux préleveurs de type BTMA ont été déployés de part et d'autre de l'embarcation. Les préleveurs sont descendus sur le fond pour prélever la charge de fond pendant 2 minutes au moins (Figure II.10c et d). Le volume de sédiments de chaque BTMA est mesuré à l'aide d'un cône gradué (cône d'Imhoff, Figure II.10b). Tous les échantillons de la verticale de mesure sont conditionnés dans un sac (1 sac par BTMA) pour procéder à une analyse granulométrique en laboratoire. En moyenne, 10 mesures de volume sont réalisées pour chaque BTMA (20 au total pour la verticale jaugée). Les volumes des 2 BTMA sont ensuite moyennés afin de déterminer un taux de transport unitaire moyen sur la verticale en $kg.s^{-1}.m^{-1}$ ($q_s BTMA$) :

$$q_s BTMA = \frac{V_{sed}}{b}\ \alpha\ \varepsilon\ \rho_s \qquad \textbf{Eq. II.4}$$

où α est le facteur d'efficacité de l'échantillonneur calibré en laboratoire (α=2), V_{sed} est le volume moyen instantané de sédiment capturé ($m^3.s^{-1}$), b est la largeur de la bouche de l'échantillonneur

(b=0,085 m), ρ_s est la masse volumique des sédiments (2650 kg.m^{-3}) and ε est la concentration de sédiment dans la couche de charriage (0,65). La valeur de α est basée sur des calibrations en laboratoire et ne tient pas compte de la perte possible des particules inférieure à 0,3 mm de diamètre qui correspond à la taille de la maille du piège à sédiments (Boiten, 2003).



Figure II.12 : Différentes vues des barges à fond plat mises à couple utilisées pour déployer une partie de la chaîne de mesure (échantillonneurs de la charge de fond, de MES et aDcp statique).

La qualité du positionnement de la bouche du BTMA sur le fond constitue un point sensible en présence de formes du lit. Des caméras ont été montées sur les BTMA afin de contrôler en direct le positionnement de l'appareil (Figure II.10d). Ce contrôle a assuré la bonne position du préleveur et la qualité de la mesure. Notons cependant que, pour les débits les plus importants, la luminosité réduite et le grand nombre de particules ont rendu ce contrôle plus difficile. Les incertitudes de mesure liées aux opérations humaines, le *design* de l'échantillonneur, son positionnement sur le fond ou la variation des conditions hydrologiques pendant la mesure sont des variables difficilement contrôlables influençant la qualité des résultats. Seule la part d'incertitude liée à la variabilité spatio-temporelle du transport solide peut être amoindrie en augmentant le nombre d'échantillons. Dans notre cas, la fluctuation spatio-temporelle du transport par charriage est

induite par la présence de formes du lit (rides et dunes, Hamamori, 1962) qui provoque une pulsation du charriage. Le constructeur donne une incertitude décroissante de 30% pour 10 échantillons, 20% pour 20 échantillons et 9% pour 100 échantillons. L'estimation de cette incertitude stochastique ($E_{q_{s\,BTMA}}$) (Frings et Vollmer, 2017) peut être réalisée à partir de l'équation suivante :

$$E_{q_{s\,BTMA}} = \sigma_{q_{s\,BTMA}}\, n^{-0,5} \qquad \textbf{Eq. II.5}$$

avec $\sigma_{q_{s\,BTMA}}$ l'écart type des taux de transport unitaires et n le nombre d'échantillons. La valeur moyenne de l'incertitude stochastique est de 30%. Elle varie entre 11% et 100% et croit quand les taux de transport diminuent.

II.2.3.2. Estimation par l'hydrophone

L'hydrophone est un microphone permettant d'enregistrer les sons subaquatiques. C'est un appareil d'acoustique passive, c'est-à-dire qu'il écoute l'environnement sans émettre d'onde. Une fois plongé dans la colonne d'eau, il enregistre les sons produits par la rivière (hydrodynamique, charriage, etc.). Ces ondes acoustiques vont se propager dans la colonne d'eau jusqu'à l'hydrophone où un système d'acquisition permet l'enregistrement du signal acoustique (Figure II.14a). Les particules qui s'entrechoquent lors de leur déplacement produisent un son dans une certaine gamme de fréquences. Cette fréquence est fonction de la taille des particules. La fréquence du charriage est croissante lorsque la taille des grains charriés diminue (Thorne, 1986). Une partie du paysage acoustique est liée au charriage mais une partie est également liée à l'hydrodynamique. La fréquence des bruits hydrodynamiques a été caractérisée par Geay (2013). Cet auteur défini le bruit lié à la turbulence comme étant inférieur à 100 Hz. Une zone plus complexe est définie entre 100 et 10 000 Hz et comprend des bruits liés à l'agitation de surface et au charriage des particules supérieures à 1 cm. Au-dessus de 10 000 Hz, le son dominant est associé au charriage (Figure II.13). Il existe donc une bande de fréquence qui cumule du charriage et du bruit hydrodynamique lié à l'agitation de surface. Il faut noter que ces niveaux de fréquence caractéristiques ont été établis à partir d'observations réalisées sur des rivières à fortes pentes et à granularité grossière. Dans un fleuve comme la Loire, l'agitation de surface est limitée du fait de la faible pente du lit et d'un fort ratio entre la hauteur d'eau et la rugosité du lit (lit hydrodynamiquement lisse). De plus, la granularité des sédiments est nettement plus fine. Sur la

Loire, l'observation des spectres acoustiques et les caractéristiques de l'hydrophone utilisé ont permis de définir la fréquence du charriage entre 15 kHz et 350 kHz (Figure II.14b).

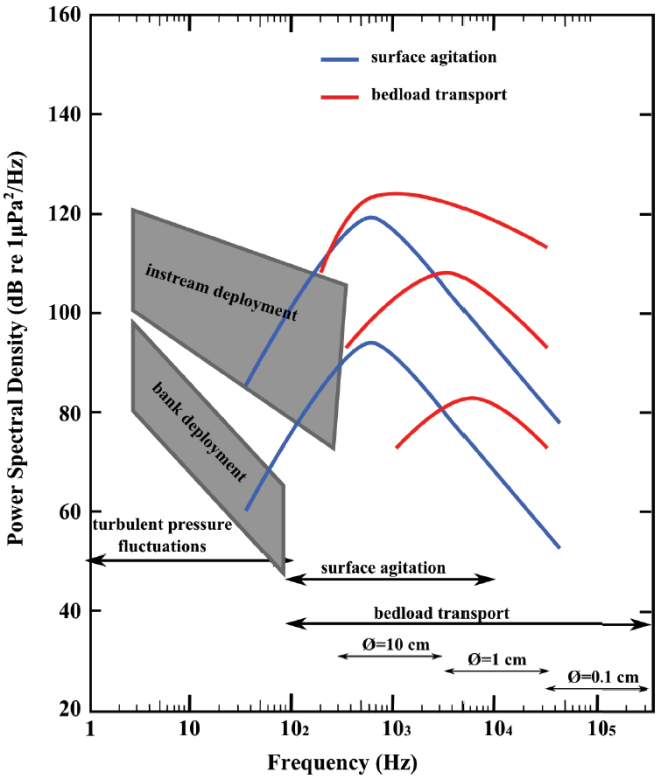


Figure II.13 : Schéma du paysage acoustique des rivières (d'après Geay [2013], adapté de Wenz 1972]). Le bruit associé à la turbulence est représenté par la surface grise, l'agitation de surface par la courbe bleue et le charriage par la courbe rouge. Deux types de déploiements sont distingués. Un déploiement de l'hydrophone statique en berge et un déploiement de l'hydrophone statique au sein du chenal.

L'hydrophone mesure une pression (µPa) au cours du temps. Ce signal est ensuite segmenté en ensembles qui sont analysés par transformée de Fourier avec une fenêtre d'analyse de 20 ms et un taux de recouvrement de 50%. La densité spectrale de puissance (PSD, puissance sur une fréquence donnée) est calculée pour chaque ensemble du signal analysé (µPa².Hz^{-1}). La puissance médiane est ensuite calculée pour chaque fréquence (f) afin d'obtenir un spectre médian de la puissance dans le temps (Figure II.14b) (Merchant et al., 2013 ; Geay et al., 2017). La puissance acoustique du charriage est définie par l'intégrale du spectre médian de la puissance sur la gamme de fréquence du charriage :

$$P = \int_{15\ kHz}^{350\ kHz} PSD(f)\, df \qquad \textbf{Eq. II.6}$$

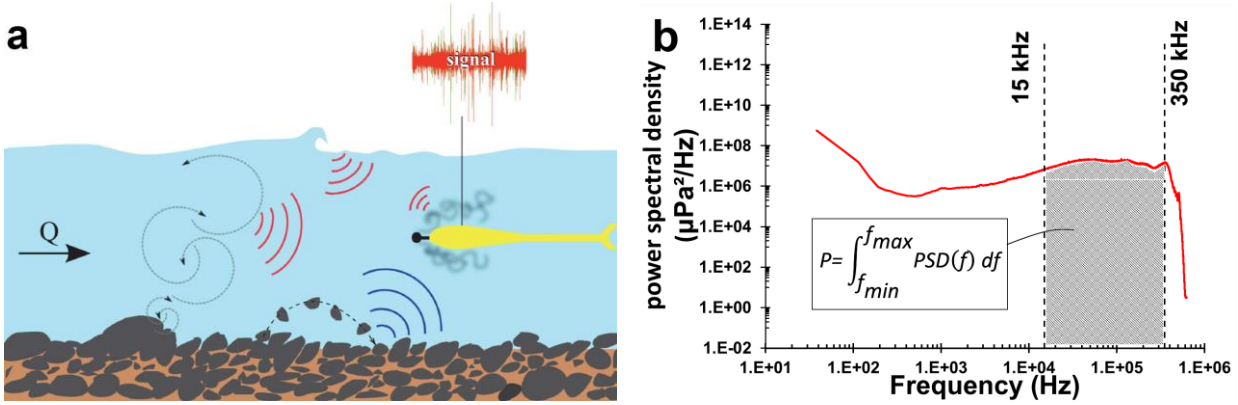


Figure II.14 : a) Schéma du principe de fonctionnement de l'hydrophone déployé dans une rivière (d'après Geay, 2013) ; b) Densité spectrale de puissance (PSD) médiane et calcul de la puissance acoustique.

L'intensité de la puissance acoustique est fonction du nombre de particules qui s'entrechoquent, de la taille des particules de leur vitesse d'impact mais également des conditions de propagation des ondes acoustiques. Les mesures ont été réalisées à partir d'un hydrophone omnidirectionnel Teledyne Reson TC4014-5 dont la sensibilité est de -180 dB (Figure II.15). Cet hydrophone permet une écoute sur une large bande de fréquence s'étendant entre 0,015 à 480 kHz avec une réponse linéaire du signal jusqu'à 250 kHz (±3 dB). L'hydrophone est connecté à un module d'enregistrement EA-SDA14 (RTSYS) prêté par EDF DTG (Figure II.15). T. Geay a fourni le code pour le traitement des données. Afin de limiter les bruits hydrodynamiques et de réaliser des mesures spatialisées, l'hydrophone a été mis en œuvre au moyen de dérives au sein du chenal (Geay et al., 2020). L'hydrophone a été déployé depuis le même type d'embarcation que le sondeur bathymétrique et l'aDcp. L'acquisition des données a été réalisée sur la section de jaugeage du transport solide. Une vingtaine de profils longitudinaux passant par cette section ont été définis (Figure II.11). Le bateau a été positionné sur un profil en amont de la section, puis il a été laissé à la dérive le temps nécessaire pour passer au droit de la section de jaugeage (environ 30 s mais fonction de la vitesse d'écoulement). Cette opération a été réalisée sur chaque profil longitudinal passant par la section de jaugeage. L'hydrophone a été immergé dans la colonne d'eau entre 0,4 et 0,7 m sous la surface libre.



Figure II.15 : Hydrophone Teledyne Reson TC4014-5 (source : Manuel Teledyne Reson) et boitier d'enregistrement SDA14 RTSYS.

Les récents travaux de Geay et al. (2020) suggèrent que la puissance acoustique et les taux de charriage semblent corrélés. Ayant été établie sur 14 sites de mesures différents, ces résultats suggèrent qu'une calibration globale, permettant de lier la puissance acoustique moyenne et le taux de charriage moyen sur une section, serait envisageable.

II.2.3.3. Estimation par l'aDcp

Comme évoqué dans la section II.2.2., l'aDcp est un outil classiquement employé pour mesurer la vitesse des écoulements et le débit des rivières. Cependant, certaines caractéristiques du fonctionnement de l'appareil permettent d'envisager de réaliser des mesures de taux de charriage et de MES. Nous développerons ici la méthode retenue pour estimer la charge de fond.

L'aDcp dispose d'un système lui permettant de repérer son déplacement par rapport au fond de la rivière et ainsi de corriger la vitesse de l'écoulement lorsque l'appareil est déployé de façon mobile. Ce dispositif permet notamment de réaliser des mesures sans avoir la nécessité de coupler l'aDcp avec un GPS. Il repose sur l'émission d'une impulsion acoustique le long de chacun des faisceaux de l'appareil afin d'analyser le décalage Doppler lié au fond de la rivière. Dans le cas d'un fond mobile (transport sédimentaire sur le fond du lit), le décalage Doppler est lié au déplacement de l'appareil ainsi qu'au transport de sédiments sur le fond. La vitesse apparente du fond mobile (V_a) peut alors être déterminée à partir de la vitesse de déplacement de l'appareil renseignée par un GPS (V_{GPS}), et de la vitesse du *bottom tracking* (V_{BT}) (Rennie et al., 2002) :

$$V_a = V_{GPS} - V_{BT} \qquad \textbf{Eq. II.7}$$

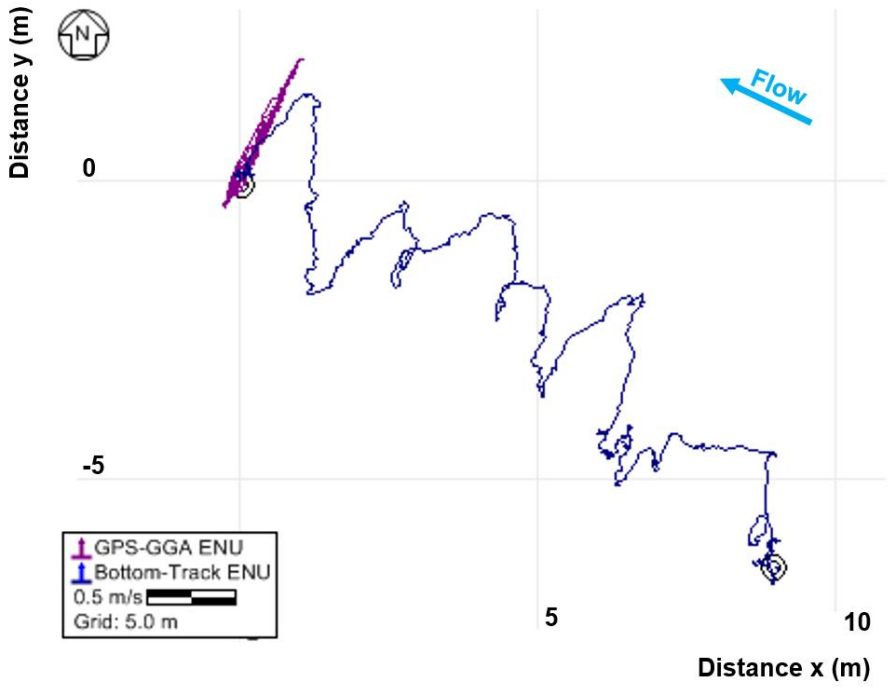


Figure II.16 : Position géographique d'un aDcp lors d'une mesure en mode stationnaire (bateau ancré). Le point [x,y]=[0,0] correspond à la position du départ de la mesure. Noter le déplacement fictif de l'appareil vers l'amont dans le référentiel du BT dû au fond mobile.

Chaque transducteur de l'aDcp échantillonne un volume au fond de la rivière. La surface insonifiée dépend de la géométrie des faisceaux (inclinaison et angle d'ouverture), de la profondeur sous l'appareil, et de la longueur de l'impulsion acoustique du *bottom track* (Rennie et al., 2017 ; . Le volume échantillonné correspond au signal réfléchi par les particules charriées (couche active) mais aussi par les particules immobiles situées sous la couche active (Figure II.17). Le fond de la rivière réfléchi les ondes émises différemment en fonction de la fréquence d'émission de l'aDcp, de la granularité des sédiments, et des conditions de transport. La pénétration des ondes acoustiques dans la couche active est fonction de la fréquence des ondes ultrasonores émises par l'aDcp. Cette pénétration est d'autant plus importante que la fréquence est faible. Par conséquent, un aDcp avec une fréquence d'émission importante (e.g. Riversurveyor M9, 3000 MHz) est plus sensible au fond mobile. Lorsque les sables entrent en suspension, la localisation de la zone réfléchie par le *bottom track* devient incertaine. Le signal réfléchi correspond alors en grande partie aux sédiments en suspension à proximité du fond contribuant à une surestimation de la vitesse apparente (*water bias*). Ce biais est d'autant plus marqué sur les rivières sableuses et sablo-graveleuses. Le fond de la rivière réfléchi les ondes émises différemment en fonction de la fréquence d'émission de l'aDcp, de la granularité des sédiments, et des conditions de transport.

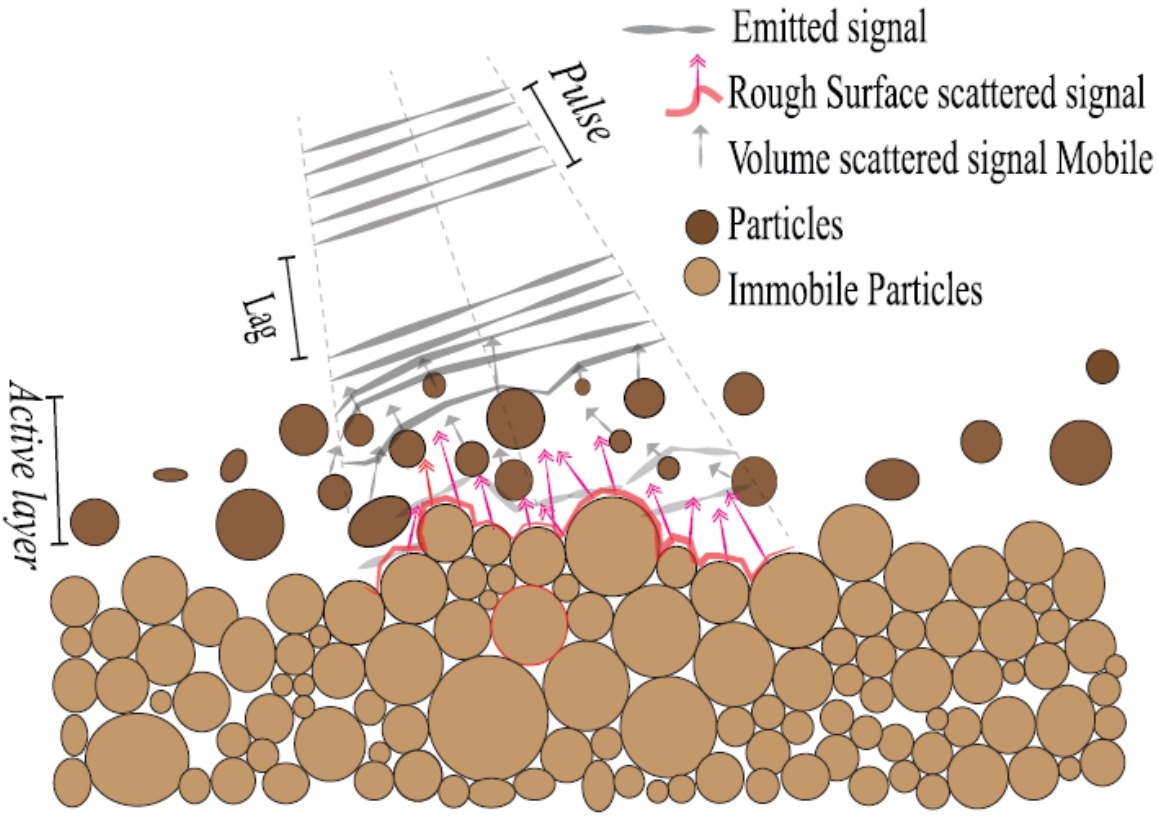


Figure II.17 : Echantillonnage acoustique du fond représentant la partie du signal réfléchi par les particules mobiles de la couche active (gris), et par les particules immobiles sous la couche active (rouge). D'après Conevski et al. (2019).

L'aDcp a été déployé de manière stationnaire et couplé avec un GPS-RTK (Figure II.16). De cette manière, la vitesse de déplacement dans le référentiel du GPS est négligeable mais ces données permettent cependant de corriger la vitesse apparente de fond mobile des légers déplacements latéraux du bateau lorsqu'il est ancré au sein du chenal. Lorsque le signal GPS est dégradé, la vitesse dans le référentiel de ce dernier est considérée comme nulle, et la vitesse apparente du fond mobile est égale à la vitesse de déplacement de l'appareil dans le référentiel du BT. La vitesse apparente de fond mobile est déterminée pour les composantes Nord et Est de la vitesse ($\overrightarrow{V_{aN}}$ et $\overrightarrow{V_{aE}}$, respectivement) :

$$V_a = \sqrt{\overrightarrow{V_{aE}^2} + \overrightarrow{V_{aN}^2}} \qquad \textbf{Eq. II.8}$$

La vitesse apparente permet de calculer un taux de charriage selon plusieurs modèles. Deux d'entre eux ont été choisi et sont détaillés dans la section IV.1.3.2. La mise en œuvre de l'aDcp pour la détermination de la vitesse apparente s'est effectuée de manière statique, à couple d'une embarcation ancrée dans le chenal et au droit des verticales de mesure (Figure II.11). L'enregistrement dure 10 à 30 minutes afin d'obtenir des valeurs moyennes convergentes en un point donné. Le traitement des données a été réalisé à partir d'un script de calcul élaboré par Hugueny (2019).

II.2.3.4. Estimation par la méthode du *Dune Tracking* (sondeur bathymétrique)

La présence de formes du lit telles que les dunes constitue une opportunité supplémentaire d'évaluer et de quantifier le transport par charriage. La détermination des taux de charriage à partir de la migration des dunes et de leur forme a été initiée en 1894 par Deacon (Hubbell, 1964). Dans un premier temps, la méthode était limitée par la difficulté d'obtenir des sondages précis et fiables du lit de la rivière du fait d'un échantillonnage manuel. Le développement des sondeurs acoustiques a ensuite permis à Richardson et al. (1961) d'élaborer une équation dont les paramètres peuvent être déterminés avec plus de fiabilité. Simons et al. (1965) appliqueront par la suite cette équation à des observations réalisées en canal artificiel :

$$q_{s\,DTM} = (1-\lambda) C_D H_D 0{,}5 + C_1 \qquad \textbf{Eq. II.9}$$

où $q_{s\,DTM}$ est le volume unitaire du transport par charriage, λ est la porosité du sable, C_D est la vitesse moyenne de migration des dunes, H_D est la hauteur moyenne des dunes et C_1 est un coefficient qui intègre la part du transport de sédiment qui ne participe pas à la migration des dunes (saltation et suspension). Ce dernier peut être considéré comme nul au seuil de mise en mouvement.

Plus tard, un nouveau coefficient a été introduit dans cette formule par plusieurs auteurs (Crikmore, 1970 ; Engel & Lau, 1980 ; van den Berg 1987). Ce coefficient a été défini pour prendre en compte plusieurs phénomènes physiques liés à la migration des dunes et qui biaisent le calcul des taux de transport associés aux dunes : 1) la forme d'une dune (en coupe longitudinale) diffère d'un triangle, (Crickmore, 1970 ; van den Berg, 1987) ; 2) le transport sédimentaire peut être considéré comme nul entre la face aval de la dune et le point de rattachement des écoulements en aval, il faut donc prendre en compte cette distance dans le calcul pour ne pas surestimer le transport (Engel & Lau, 1981) ; 3) lorsque le niveau énergétique de l'écoulement est suffisant, une

partie des grains qui étaient charriés sur la face amont de la dune passe en suspension à proximité de la crête dans la zone de séparation des écoulements. Ces grains qui étaient alors comptabilisés dans le volume de la dune sur la face amont, ne participent pas à la migration de la dune car ils ne sont pas déposés sur la face aval (Allen, 1965, 1968). Le coefficient de débit β_d (*discharge coefficient*) prend en compte tous ces paramètres. Cependant, il est difficile de mesurer l'influence de chacun de ces paramètres lors de mesures *in-situ*. Wilbers (2004) propose d'estimer le coefficient de débit à partir de mesures directes de la charge de fond, dans notre cas les taux de transport estimés par les BTMA ($q_{s\,BTMA}$) :

$$\beta_d = \frac{q_{s\,BTMA}}{H_D\, C_D} \qquad \textbf{Eq. II.10}$$

avec le coefficient de débit l'Eq. II.9 devient :

$$q_{s\,DTM} = (1-\lambda) C_D H_D \beta_d \qquad \textbf{Eq. II.11}$$

La comparaison des taux de transport issus de la méthode de *dune tracking* (Eq. II.11) et de la méthode des échantillonneurs (Eq. II.4) ne peut être réalisée dans le cas où l'Eq. II.11 est calculée en utilisant le coefficient de débit de l'Eq. II.10. De cette manière, les taux de transport DTM seraient influencés par les taux de transport BTMA. Le coefficient de débit a donc été testé (voir section IV.1.4.1.) à partir de valeurs issues de la littérature (Table II.2).

Table II.2 : Aperçu des valeurs de coefficient de débit dans la littérature (d'après van den Berg, 1987 et Ten Brinke, 1999).

Référence	Conditions	β_d
Simons et al., 1965	Flume experiments	0,5
Hansen, 1966	Skipe-Karup River	0,49
Mardjikoen, 1966	Flume experiments and Hii River	0,6 ±0,21
Engel and Lau., 1980, 1981	Flume experiments	0,33
Havinga, 1982	Ijssel River	0,6
Havinga and 'T Hoen, 1986	Ijssel RIver	0,99
Jinchi, 1992	Shenshui River	0,53
Wilbers, 2004	Statistical study	0,57
Claude, 2012	Loire River	0,44-0,66

La méthode de *dune tracking* consiste donc à déterminer la géométrie et la célérité des dunes afin d'en déduire un taux de transport. La célérité des dunes (C_D) est calculée à partir de deux profils bathymétriques longitudinaux (Figure II.11). Ces deux profils ont été réalisés avec un intervalle de temps connu ($\Delta_t = t_1 - t_0$). Chaque dune identifiable sur les deux passages permet de calculer une vitesse de migration à partir de la distance parcourue par cette dune (Δ_x) (Figure II.18c) :

$$C_D = \frac{\Delta_x}{\Delta_t} \qquad \textbf{Eq. II.12}$$

La célérité des dunes sur la totalité d'un profil longitudinal est définie par la médiane de la célérité des dunes de ce profil. La détermination de la célérité des dunes est une étape de traitement très longue car elle n'est pas automatisée. L'identification des dunes d'un profil à l'autre est faite manuellement. Au contraire, la géométrie des dunes peut être déterminée aux moyens d'outils numériques performants. *Bedform Tracking Tool* (BTT) est un script Matlab basé sur la méthode de *zero-crossing* (van der Mark et Blom, 2007). Une fois le profil bathymétrique renseigné, une courbe est ajustée au signal à l'aide d'une moyenne mobile pondérée (Figure II.18a). Ensuite, le profil bathymétrique est soustrait à cette courbe lissée de manière à supprimer l'effet de la pente (Figure II.18b). Le profil bathymétrique corrigé oscille donc autour de la valeur zéro. Lorsque le signal bathymétrique croise la moyenne mobile de façon ascendante, un point *upcrossing* est défini. Au contraire, un point de *downcrossing* est défini lorsque le signal bathymétrique croise la moyenne mobile de manière descendante. Le point le plus élevé après un point de *upcrossing* (Up) est défini comme une crête de dune, tandis que le point le plus bas après un point de *downcrossing* (Dw) marque la position d'un creux de dune (Figure II.18b). La hauteur de dune (H_D) est donc définie par la différence d'altitude entre une crête et le creux aval. La longueur d'onde d'une dune (L_D) est définie par la distance séparant deux creux (Figure II.18b).

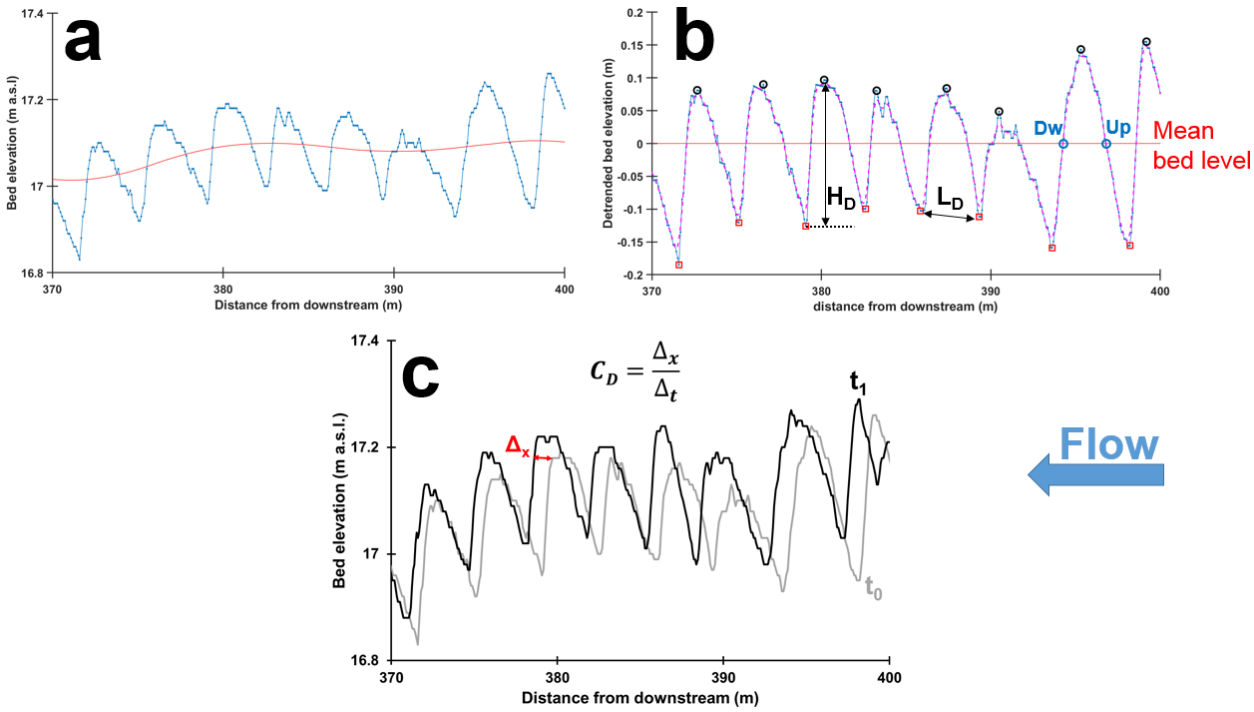


Figure II.18 : a) Profil bathymétrique (bleu) et moyenne mobile pondérée ajustée sur le signal avec le BTT ; b) Profil bathymétrique soustrait à la moyenne mobile (adapté de van der Mark et Blom, 2007). Les cercles noirs représentent les crêtes des dunes et les carrés rouges représentent les creux ; c) exemple de calcul de la célérité des dunes entre deux profils bathymétriques décalés d'un intervalle de temps (Δt).

II.2.4. Mesure des matières en suspension (MES)

La concentration en MES dans la colonne d'eau a été mesurée en complément de la charge de fond afin d'estimer le transport solide total de la Loire. Il faut cependant noter que la suspension à proximité du fond n'a pas pu être mesurée de manière satisfaisante. Des mesures ont été réalisées avec une bouteille de Delft mais la présence des dunes a rendu difficile le positionnement de la bouteille. Les prélèvements ont été pollués par l'entrée de sédiments charriés dans la bouteille lors du passage d'une dune. Ces résultats n'ont pas pu être exploités. Cependant, les MES ont été prélevées à partir d'une bouteille Niskin sur chaque verticale de mesure de la charge de fond (Figure II.11 et Figure II.19a). Cette bouteille est constituée d'un tube dont les deux extrémités sont fermées par des valves reliées entre elles par un élastique. Le dispositif est immergé ouvert dans la colonne d'eau et un messager permet de déclencher la fermeture des valves à distance. Le positionnement de la bouteille a été effectué à partir d'un treuil manuel équipé d'un dispositif permettant de mesurer la profondeur de prélèvement. Trois prélèvements ont été réalisés sur chaque verticale : un en surface, un au milieu de la colonne

d'eau et un à proximité du fond (niveau de référence z_r défini à environ 0,3 m au-dessus du fond). Les échantillons ont été conditionnés dans des bidons plastiques d'un litre avant analyse en laboratoire.

Le dosage des MES a été réalisé en filtrant les échantillons d'eau à l'aide d'une pompe au travers de filtres disposés dans une unité de filtration (Figure II.19b). Les filtres en acétate de cellulose sont au préalable séchés dans une étuve à 105°C pendant 1h avant d'être pesés. Lors de la filtration des échantillons, toutes les particules dont le diamètre est supérieur à 0,45 µm sont retenues par le filtre. Après la filtration, les filtres sont de nouveau séchés à l'étuve (105°C) pendant 12h avant d'être pesés. La concentration en MES d'un échantillon (C_{MES}) est donc la différence entre la masse du filtre après filtration (m_{fin}) et la masse du filtre avant filtration (m_{ini}), rapportée au volume d'échantillon filtré (V_{ech}) :

$$C_{MES} = \frac{m_{fin} - m_{ini}}{V_{ech}} \qquad \textbf{Eq. II.13}$$

Le volume filtré varie entre 250 ml et 1l en fonction de la concentration en MES de l'échantillon. Le filtre se colmate d'autant plus vite que l'échantillon est concentré en MES. La concentration en MES (mg.l^{-1}) doit être associée à une mesure de vitesse de l'écoulement (*u*) pour déterminer un flux. Les mesures aDcp stationnaires ont permis d'établir des profils de vitesse en ce sens. Le profil de vitesse permet de définir une aire d'écoulement. La concentration en MES de l'échantillon de surface ($C_{MES,z=0}$) a été appliquée aux vitesses comprises entre la surface et 40% de la profondeur totale, la concentration de l'échantillon du milieu de la colonne d'eau ($C_{MES,z=d/2}$) a été appliqué aux vitesses d'écoulement entre 40% et 80% de la profondeur totale et la concentration mesurée à proximité du fond ($C_{MES,z=z_r}$) a été appliquée aux vitesses comprises entre 80% de la profondeur totale et le fond (Figure II.19c). Le débit unitaire de MES ($q_{MES,}$ g.s^{-1}.m^{-1}) est calculé en sommant les flux pour chaque tranche de la colonne d'eau ainsi établies :

$$q_{MES} = q_{MES1} + q_{MES2} + q_{MES3} = \int_{z=0}^{0.4h} u\, dz\, C_{MES,z=0} + \int_{z=0.4h}^{0.8h} u\, dz\, C_{MES,\ z=h/2} + \int_{z=0.8h}^{h} u\, dz\, C_{MES,z=z_r} \qquad \textbf{Eq. II.14}$$

La méthode d'interpolation des valeurs de flux unitaire entre les verticales de mesure est identique à celle utilisée pour les taux de charriage.

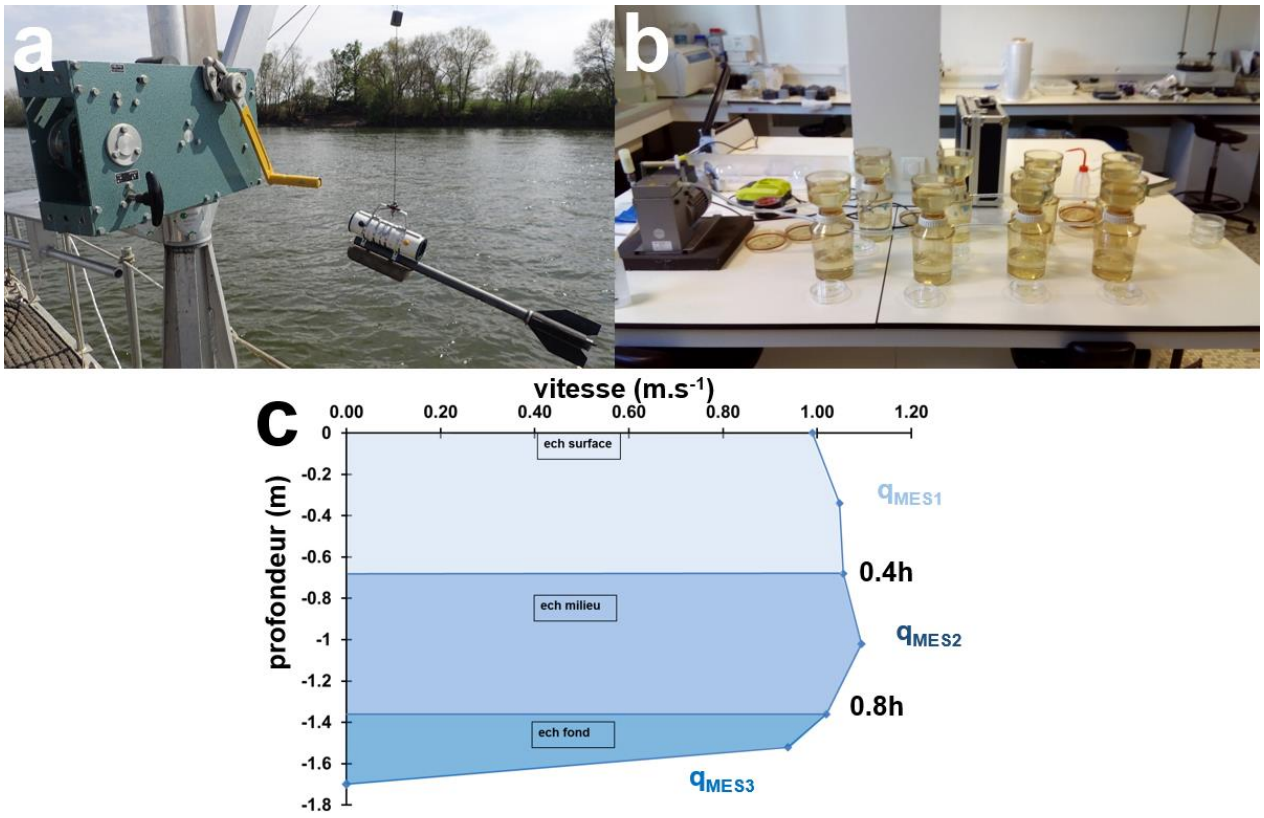


Figure II.19 : a) Bouteille Niskin et treuil en configuration de mesure ; b) Unités de filtration montées en série autour de la pompe dans le laboratoire ; c) Profil de vitesse avec position des prélèvements dans la colonne d'eau et les aires d'application des concentrations correspondantes.

II.2.5. Caractéristiques granulométriques des sédiments

La mesure des caractéristiques granulométriques des sédiments qui composent le lit d'une rivière est un paramètre clé pour le calcul et l'interprétation du transport solide. Le jeu de données a été constitué à partir des volumes de sédiment prélevés avec les échantillonneurs de la charge de fond. Tous les volumes prélevés sur une verticale de mesure ont été conditionnés dans le même échantillon. Des prélèvements des sédiments composant le fond de la rivière ont également été réalisés à partir d'un cône Berthois qui a été trainé sur le fond à proximité des points de prélèvements BTMA. Les échantillons résultants des filtrations de MES n'ont pas été analysés.

Le traitement des échantillons a été en partie réalisé au laboratoire GéHCO (GéoHydrosytèmes Continentaux de l'Université de Tours). Le protocole de traitement consiste, dans un premier temps, à sécher les échantillons dans une étuve à 40°C avant de sous échantillonner à l'aide d'un répartiteur de chute. Le sous-échantillon est ensuite passé dans une colonne de tamis qui permet

de déterminer la masse du refus de chaque maille. La colonne de tamis AFNOR est composée de 31 tamis dont la maille varie entre 0,05 mm et 50 mm. Ces données permettent de constituer les courbes de fréquence et les courbes de fréquences cumulées en vue de déterminer les tailles caractéristiques des grains composant l'échantillon. Afin de déterminer ces paramètres de manière automatisée, le programme Gradistat (v 8.0, Blott et Pye, 2001) a été employé. Ce programme utilise plusieurs méthodes statistiques afin de déterminer les caractéristiques de taille (diamètre médian D_{50}), de tri et d'hétérogénéité (*skewness, kurtosis*) des échantillons (Krumbein et Pettijohn, 1938 ; Folk et Ward, 1957). Dans la suite de ce manuscrit, les caractéristiques des particules sont établies à partir de la méthode statistique de Folk et Ward (1957).

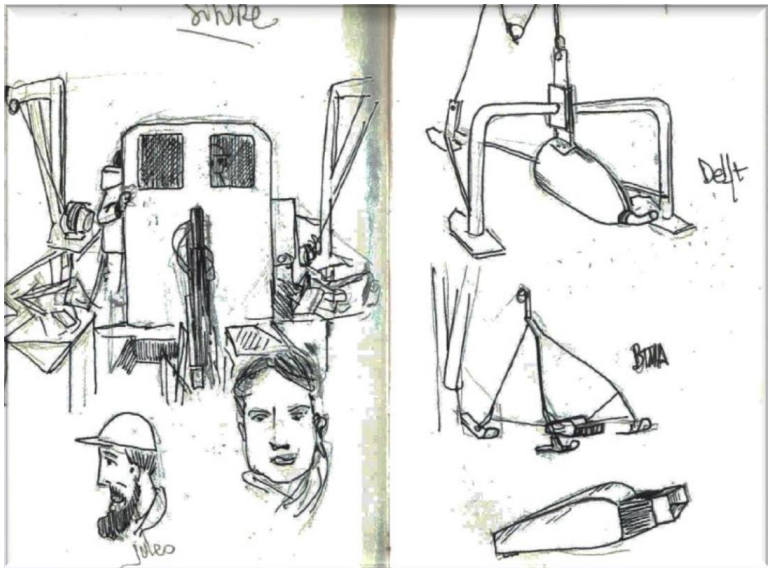
Nous venons de poser le cadre géographique de l'étude et les protocoles utilisés pour répondre aux questions émanant du contexte posé dans le chapitre I. Le choix de l'approche expérimentale *in-situ* s'est avéré assez ambitieux du point de vue de la logistique et de l'élaboration des protocoles de suivi étant donné les dimensions de la zone étudiée. Ce challenge n'a pu être relevé que grâce à une équipe de chercheurs entièrement dédiée à la réalisation des mesures et au post-traitement des données.

Dans le chapitre qui suit, nous allons présenter les résultats de la quantification du transport solide sur la Loire à Saint-Mathurin-sur-Loire. Dans un premier temps, les caractéristiques hydrauliques et sédimentaires du site d'étude sont présentées. Puis les résultats obtenus à partir des méthodes classiquement employées dans les cours d'eau sablo-graveleux sont abordés au travers de l'évolution spatio-temporelle des flux mesurés. Une courbe de tarage solide de la Loire à Saint-Mathurin-sur-Loire a été élaborée et les flux totaux à l'entrée du bief estuarien de la Loire ont été estimés.

Chapitre III.

Quantification des flux solides en amont du bief estuarien : approches classiques





Eric Imbert.

III.1.Caractéristiques hydrauliques et sédimentaires

III.1.1. Granularité des sédiments du chenal

Elément essentiel à la compréhension des processus et à la quantification des flux sédimentaires au sein des chenaux, la granularité des sédiments a été analysée à partir d'échantillons collectés à l'aide de préleveurs de la charge de fond (BTMA) et d'une benne de type cône Berthois. Ce dernier a été employé afin d'analyser la taille des sédiments qui composent la charge de fond mais aussi la sub-surface. Au total, 447 échantillons ont été collectés puis analysés en laboratoire afin d'établir des courbes de pourcentages cumulés des fractions granulométriques (Figure III.1a). Les courbes de fréquences de chaque classe granulométrique montrent une distribution unimodale mais assez étalée (Figure III.1b).

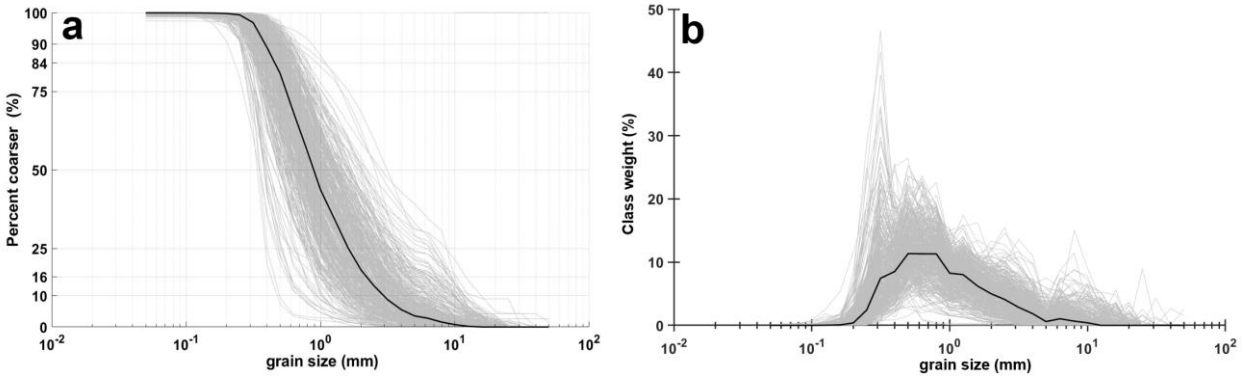


Figure III.1 : a) Courbes des pourcentages cumulés des différentes fractions granulométriques ; b) Courbes de fréquence de chaque classe granulométrique (n=447). Les courbes noires représentent les courbes médianes.

Cette analyse a permis de déterminer les caractéristiques de taille et de tri des sédiments prélevés. Les percentiles caractéristiques (D_{10}, D_{50}, D_{90}) de la masse cumulée des différentes classes granulométriques ont été déterminés pour chaque échantillon au moyen du programme GRADISTAT (Blott et Pye, 2001). Le D_{50} varie entre 0,3 et 3 mm avec une valeur médiane d'environ 0,9 mm, le D_{10} varie entre 0,2 et 0,8 mm avec une médiane de 0,4 mm, et le D_{90} oscille entre 0,4 et 14 mm (médiane=3 mm) (Figure III.2).

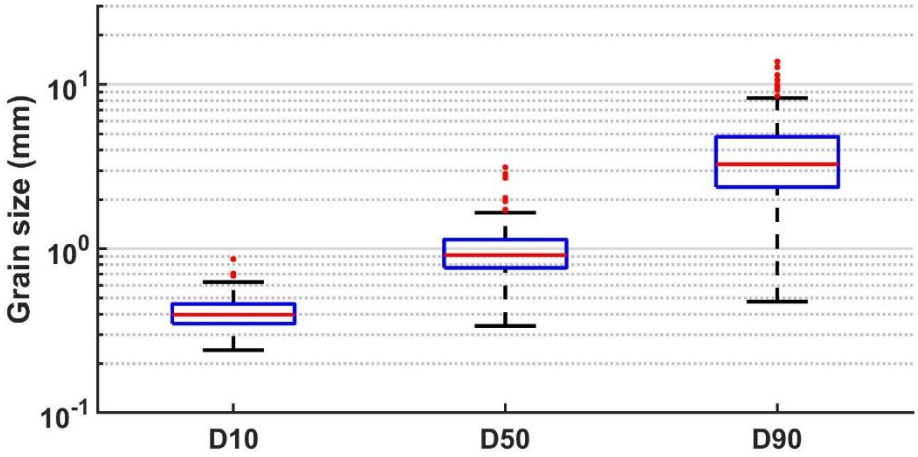


Figure III.2 : Distribution des diamètres caractéristiques des grains pour les 447 échantillons de sédiments.

GRADISTAT s'appuie également sur les travaux de Folk et Ward (1957) et permet de caractériser chaque échantillon par son degré de tri au travers de l'écart type et du paramètre de Kurtosis, ainsi que l'asymétrie de la distribution vers les fractions fines ou grossières (*Skewness* ou asymétrie). La médiane de l'écart type exprimée par le paramètre de tri (*sorting*) est proche de 2 (Figure III.3a) ce qui traduit un sédiment faiblement trié. Le paramètre de *Skewness* permet de décrire l'asymétrie de la distribution de la taille des particules. Une valeur négative caractérise une déviation vers les sédiments fins tandis qu'une valeur positive traduit un enrichissement en particules grossières. La valeur médiane de ce paramètre (Figure III.3b) illustre la tendance des échantillons à être à la limite entre un sédiment proportionnellement plus riche en éléments grossiers et un sédiment dont la distribution est relativement symétrique. Le paramètre de Kurtosis permet de compléter l'analyse en caractérisant l'étalement de la courbe de distribution et son écart à la loi normale. Ainsi, un sédiment hétérométrique est caractérisé par une Kurtosis dite *Platykurtic,* tandis qu'un sédiment homométrique est défini comme *Leptokurtic*. La médiane de ce paramètre permet de définir les sédiments de la Loire sur le site d'étude comme étant à la limite entre un sédiment *Leptokurtic* et *Mesokurtic* (respectivement homométrique et classement moyen, Figure III.3c).

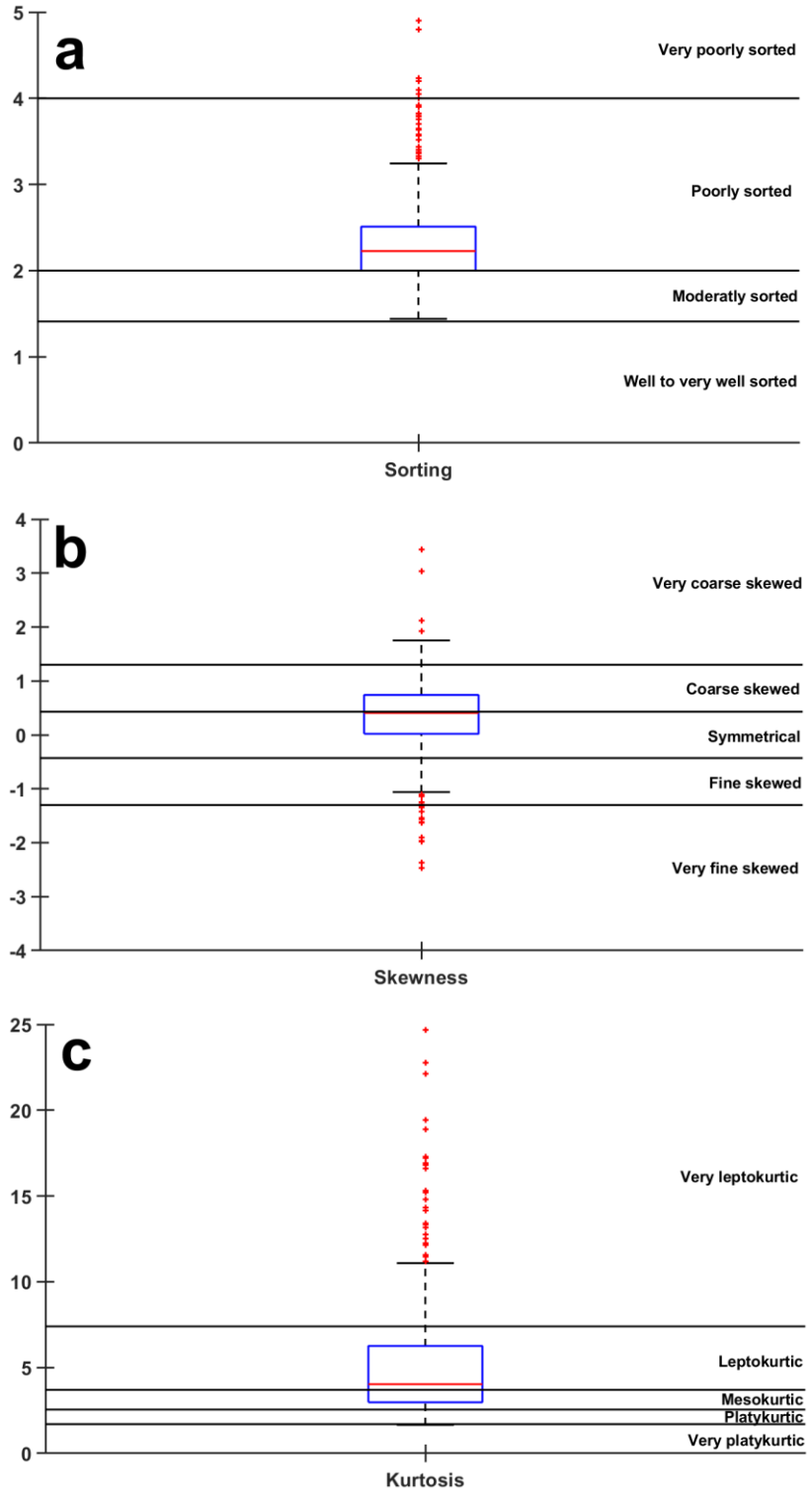


Figure III.3 : Diagrammes à moustache des paramètres de caractérisation granulométrique des sédiments calculés pour les 447 échantillons ; a) l'écart type qui caractérise le tri granulométrique, b) le paramètre d'asymétrie (*Skewness*) qui caractérise la proportion de sédiments fins ou grossiers dans l'échantillon, et c) le paramètre de *Kurtosis* qui caractérise le degré de classement des sédiments (Folk et Ward, 1957).

La distinction entre les deux types de prélèvements ne permet pas de définir de différence majeure entre les sédiments charriés (BTMA) et ceux qui composent la sub-surface (cône berthois). Le diamètre médian ne diffère que de 0,2 mm entre la charge de fond et les prélèvements qui intègrent les éléments de sub-surface, tandis que le percentile D_{90} est plus grossier d'environ 1 mm pour les prélèvements réalisés avec le cône berthois. La proportion en graviers (particules supérieures à 2 mm de diamètre) est plus importante dans les échantillons de sub-surface à hauteur de 25% contre 16% dans les échantillons de charge de fond. Les sables (particules dont le diamètre est compris entre 0,05 et 2 mm) constituent le reste des échantillons ; la proportion d'éléments inférieurs à 0,05 mm étant négligeable (Macaire et al., 2013), elle n'a pas été mesurée.

Le ratio de la taille des grains mesurée en surface et en sub-surface traduit le degré de d'armurage du lit. Pour deux tiers des échantillons pour lesquels nous disposons des deux mesures, le rapport entre le D_{50} de la charge de fond et de la sub-surface est inférieur à 1 et n'excède jamais 2. Cet élément permet de caractériser l'efficacité de la contrainte hydraulique sur le transport de la charge de fond. En effet, l'armurage du lit est un phénomène d'appauvrissement en particules fines à la faveur de particules grossières. L'armurage traduit l'incapacité des forces hydrauliques à transporter ces particules grossières. Le fait que cet indice soit la plupart du temps inférieur à 1 montre que la capacité de transport de la Loire, dans ce secteur, s'étend sur toute la gamme granulométrique des sédiments qui composent son lit ; l'essentiel des sédiments du lit étant remobilisé aisément au sein du chenal.

Ces mesures granulométriques peuvent être comparées à des études antérieures réalisées sur différents secteurs de la Loire. Ainsi, les travaux de Babonaux (1970), repris par Latapie (2011) permettent d'observer la variabilité longitudinale de la taille des grains qui composent le lit de la Loire entre le Bec d'Allier et Montjean-sur-Loire (Figure III.4a). Le diamètre médian des grains décroit vers l'aval et passe de 4,6 mm à 0,6 mm entre les deux extrémités de ce tronçon (30 mm à 2mm pour le D_{90}). Les mesures réalisées à Saint-Mathurin-sur-Loire dans le cadre de la présente étude sont en adéquation avec la décroissance longitudinale observée et s'insèrent de manière cohérente sur la Figure III.4a. Cependant, lors de l'étude de la caractérisation globale des caractéristiques sédimentaires de la Loire et de ses principaux affluents (InfoSed2), Valverde et al. (2013) ont mesuré une variabilité plus importante des diamètres caractéristiques des sédiments du chenal de la Loire avec une pression d'échantillonnage plus importante sur la section transversale (D_{50}=0,6 à 65 mm). Ces résultats soulignent la grande difficulté de prise en

compte de l'hétérogénéité granulométrique des sédiments de chenaux selon une large échelle spatiale.

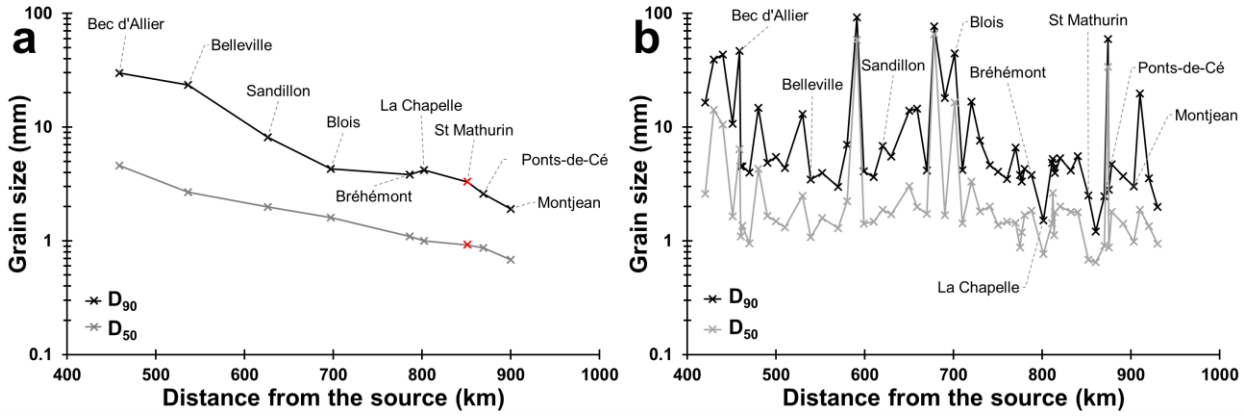


Figure III.4 : Evolution longitudinale du D_{50} et du D_{90} entre le Bec d'Allier et Montjean-sur-Loire : a) d'après Babonaux, 1970 ; Gautier, 2008 ; Latapie, 2011; Claude, 2012. b) d'après Valverde et al., 2013.

Dans la présente étude, les mesures de la granularité des sédiments sont associées aux mesures de transport solide. Aussi le protocole de jaugeage solide s'effectue en plusieurs points (verticales) de mesure répartis sur une section transversale. De cette manière, les données récoltées permettent d'obtenir l'information de variation transversale de la taille des grains le long de cette section de façon diachronique. Le D_{50} est assez homogène sur toute la section (Figure III.5a). Cependant, une analyse temporelle permet d'observer des fluctuations de la taille des grains plus importantes prêt des berges qu'au centre du chenal (Figure III.5b). Ces variations semblent déphasées entre la rive gauche et la rive droite, pouvant illustrer la migration des barres sédimentaires.

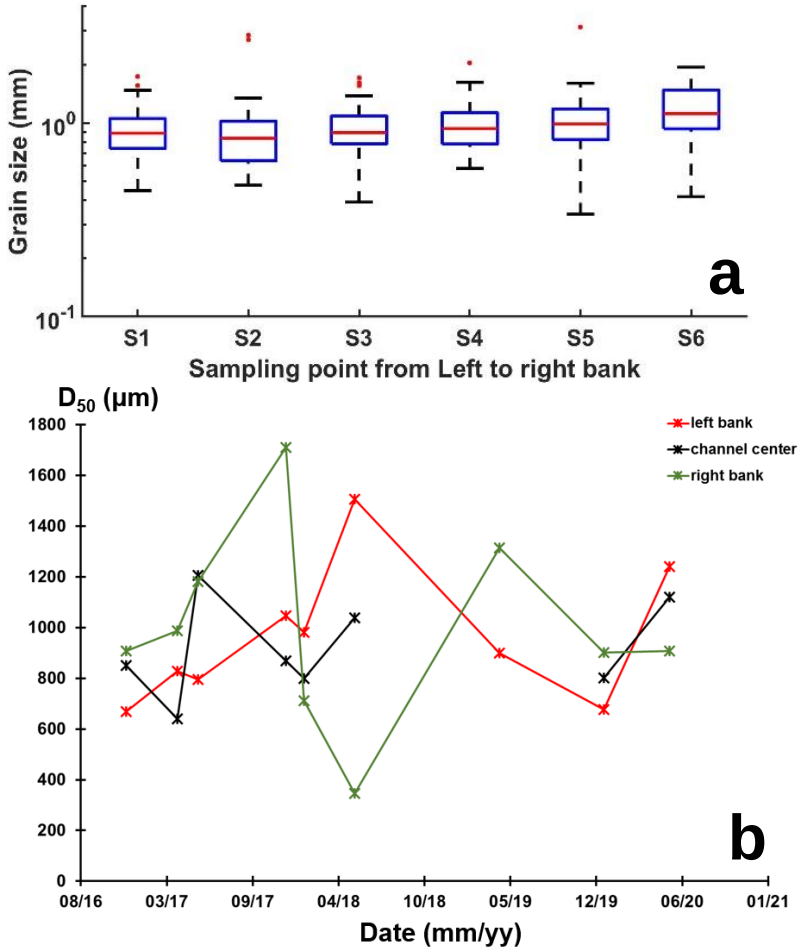


Figure III.5 : a) Evolution transversale du D_{50} au droit de la section de mesure de St Mathurin sur Loire (049) ; b) Variation temporelle de la taille médiane des grains (D_{50}). La rive gauche correspond à une moyenne entre les verticales 1 et 2, le centre du chenal à la moyenne entre les verticales 3 et 4 et la rive droite à la moyenne des verticales 5 et 6.

Enfin, il est important de noter les erreurs d'échantillonnage qui proviennent des deux méthodes de prélèvement. D'une part, l'échantillonneur est constitué d'un panier dont la taille de la maille est de 300 microns ce qui implique que les particules de diamètre inférieur échappent pour une grande partie d'entre elles au piégeage. La fraction inférieure à 300 microns est donc sous-estimée par l'échantillonneur. D'autre part, les prélèvements au cône Berthois sous-estiment également la fraction fine de par la mise en œuvre du prélèvement. Cet outil est tracté sur environ 2 mètres au fond du fleuve : ceci induit la récolte d'un échantillon moyenné sur cette distance. De plus, la turbulence à l'intérieur du cône lors du prélèvement et pendant la remontée de ce dernier, favorise la mise en suspension et le départ des particules les plus fines de l'échantillon.

III.1.2. Contrainte hydraulique

La contrainte hydraulique caractérise la force tangentielle qu'exerce un fluide en mouvement (forces de gravité et de pression) sur le fond. La contrainte s'exerce à l'interface eau-sédiment mais aussi au sein de la colonne d'eau. Ainsi, la contrainte de cisaillement à proximité du fond (*bed shear stress,* τ_b) peut être différenciée de la contrainte de cisaillement dans la lame d'eau (*shear stress,* τ) (Bridge, 2003). La vitesse d'écoulement du fluide constitue une balance entre les paramètres permettant le mouvement (pente du lit, hauteur d'eau) et ceux s'y s'opposant (frottement, viscosité, pression dynamique, turbulence). La contrainte de cisaillement à proximité du fond est déterminée à partir des propriétés du fluide (masse volumique ou densité ρ) ainsi que de l'énergie dont il dispose. L'énergie est caractérisée par la pente de la ligne d'eau (S), la profondeur d'écoulement (d) et l'accélération gravitationnelle (g) :

$$\tau_b = \rho g d S \qquad \textbf{Eq. III.1}$$

Les mesures bathymétriques ont permis de déterminer les profondeurs d'écoulement pour différentes conditions de débit, ainsi que la pente de la ligne d'eau. Cette dernière peut être considérée comme constante sur le tronçon étudié et égale à 0,0002 m.m^{-1} (Figure III.6).

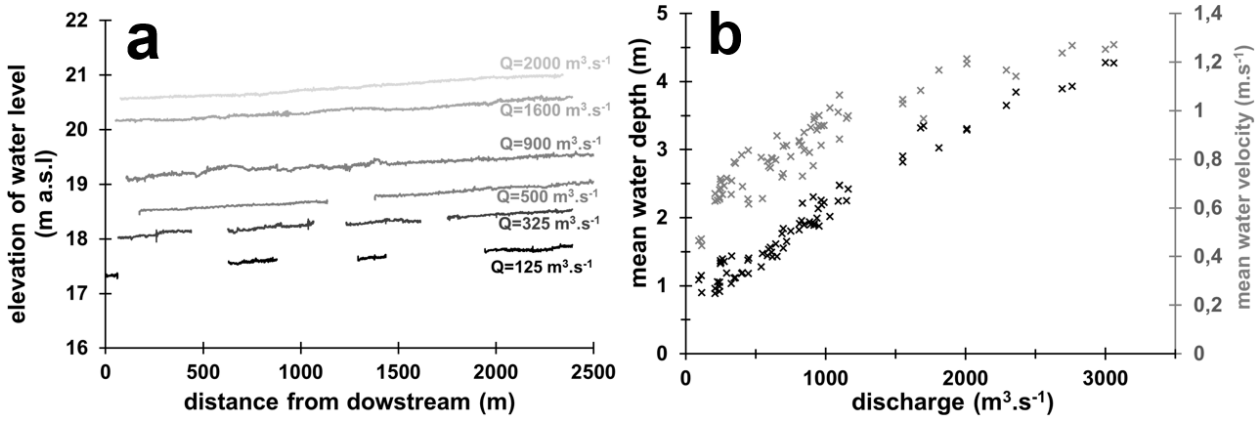


Figure III.6 : a) Evolution longitudinale des altitudes de la ligne d'eau pour différents débits sur le site de Saint-Mathurin-sur-Loire (049). Noter un exhaussement de la ligne d'eau d'environ 30 cm pour une augmentation du débit de 100 m^3.s^{-1}. b) Profondeurs et vitesses moyenne sur la section de jaugeage solide en fonction du débit.

Même si la croissance de la vitesse d'écoulement et de la profondeur va de pair avec l'augmentation du débit (Figure III.6), ces paramètres varient localement pour des conditions de débit identiques. La morphologie du chenal (méandre, élargissement, rétrécissement) et la présence de formes du lit (barres sédimentaires et dunes) ainsi que de la végétation contribuent à la variabilité spatiale des vitesses et des profondeurs d'écoulement. La contrainte est donc un

paramètre calculé de façon locale pour caractériser les conditions d'écoulement. La mise en relation de cette force avec les caractéristiques des sédiments sur lesquels elle s'exerce permet de déterminer le seuil de mise en mouvement des sédiments ainsi que les conditions de transport de la charge de fond.

III.1.3. Seuil et fréquence de mise en mouvement

Shields (1936) est un des premiers auteurs à montrer la relation entre force tractrice et la taille des grains permettant ainsi de déterminer une force tractrice critique pour la mise en mouvement. Son travail a servi de base à beaucoup de travaux qui ont succédés (Rouse, 1939 ; Iwagaki, 1956 ; Vanoni, 1964 ; Coleman, 1967 ; Brownlie, 1981 ; Ikeda, 1982 ; van Rijn 1984a ; Wiberg et Smith, 1987). Le paramètre adimensionnel de Shields critique (τ_c^*) est déterminé par de multiples équations qui sont toutes des adaptations de la courbe originale de Shields (1936). Parmi ces équations, celle de Brownlie (1981) permet de s'affranchir de la mesure de la vitesse de cisaillement (Eq. I.3).

La mobilité d'une particule de diamètre et de masse volumique donnés peut alors être déterminée en comparant la valeur du paramètre adimensionnel de Shields (Eq. I.2) à sa valeur critique (Eq. I.3). L'analyse a été réalisée au droit de la section de jaugeage solide. L'extraction des profondeurs et des vitesses moyennes de l'écoulement a été réalisée sur les verticales de mesures pour lesquelles un prélèvement des sédiments de fond a été effectué (Figure III.7).

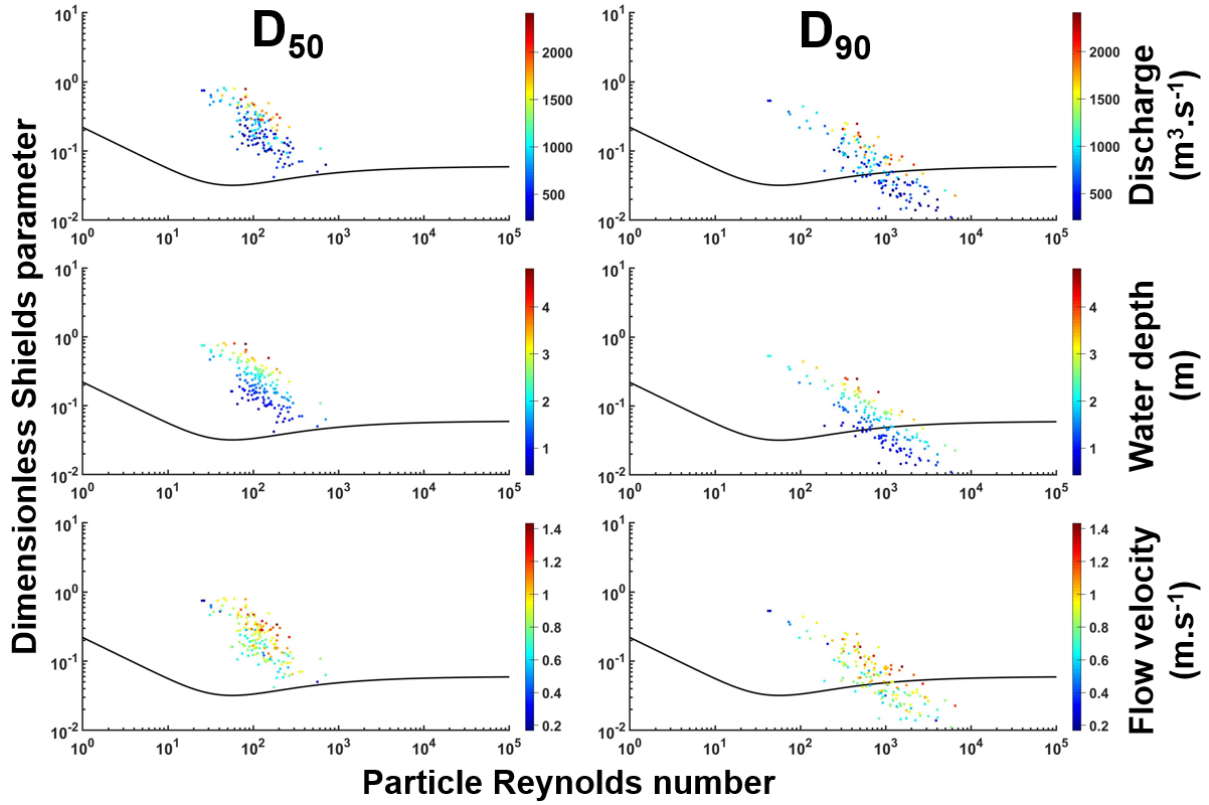


Figure III.7 : Mobilité théorique du D_{50} et du D_{90} des sédiments prélevés lors de 40 campagnes de mesures (n=158) pour des conditions hydrauliques variant entre 226 à 2300 $m^3.s^{-1}$ (débits dépassés 80% et 3% du temps respectivement).

Les sédiments qui composent le lit sont en grande partie mobiles, même pour des conditions de débits d'étiage lorsque les barres sédimentaires sont émergées (Q<500 $m^3.s^{-1}$, profondeur<1 m et vitesses<0.4 $m.s^{-1}$, Figure III.7). Les sédiments les plus grossiers qui composent le lit (D_{90}) peuvent également être mobiles pour ces conditions hydrauliques. Le débit maximal pour lequel le paramètre de Shields est inférieur à sa valeur critique de mise en mouvement est de 1810 $m^3.s^{-1}$ (Figure III.7). Cela signifie que pour toutes les mesures réalisées au-delà de 1810 $m^3.s^{-1}$, les sédiments les plus grossiers étaient toujours mobiles. Ceci correspond à des vitesses d'écoulements supérieures à 1,3 $m.s^{-1}$ et des hauteurs d'eau supérieures à 3 m. A l'inverse, le D_{90} des échantillons les plus fins était mobile pour des conditions hydrauliques faibles caractérisées par un débit minimal de 247 $m^3.s^{-1}$, une hauteur d'eau minimale de 0,6 m et une vitesse minimale de 0,2 $m.s^{-1}$. Ces valeurs sont issues d'une moyenne des données granulométriques des sédiments prélevés par les échantillonneurs et par le cône Bertois. Ceci correspond donc à une taille de sédiment en mouvement lors des prélèvements mais qui prend en compte des sédiments de sub-surface potentiellement non mobilisés (cône Bertois). Il faut également nuancer ces

valeurs seuils car dans certains secteurs le développement d'armures est possible (transport sélectif des sédiments).

III.2. Détermination des flux unitaires de la charge de fond

La charge de fond a été mesurée aux moyens de plusieurs méthodes. Dans un premier temps, les résultats des méthodes dites « traditionnelles » dans les grands cours d'eau sablo-graveleux sont présentés. La comparaison entre ces méthodes et les méthodes acoustiques est abordée dans un second temps (Chapitre IV).

III.2.1. Distribution spatiale et évolution diachronique des flux

III.2.1.1. Les échantillonneurs isocinétiques

Le transport solide a été mesuré sur une section d'environ 500 m de large. Sur cette section, 6 points de mesures (verticales) ont été réparties (espacement environ 80 m). Les mesures ont été répétées lors de 43 journées sur ces 6 verticales pour des conditions de débit variées. Le nombre de verticales de mesure réalisé lors de chaque campagne varie en fonction des conditions hydrologiques (zones exondées pour les débits d'étiage), des conditions météorologiques (notamment le vent qui peut complexifier l'ancrage du bateau sur les points de mesure), de la durée du jour, ainsi que des problèmes logistiques et matériels rencontrés. En moyenne, 3 verticales par jour de mesure ont pu être entreprises avec les BTMA (minimum de 1 et maximum de 5). La mesure systématique au droit de ces points de mesure permet d'observer la variabilité spatiale du transport solide au cours d'une campagne de mesure mais également l'évolution diachronique de cette variable entre deux campagnes.

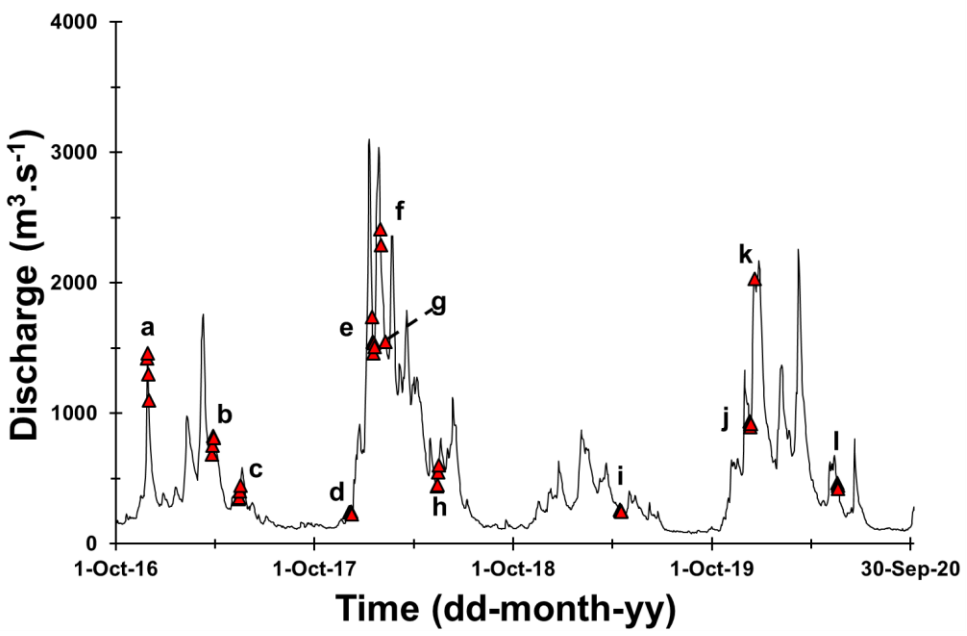


Figure III.8 : Hydrogramme de la Loire à Saumur (octobre 2016 - octobre 2020) présentant les différentes campagnes de mesures du transport solide (a - i) et les journées de mesure les composant (voir Figure III.11 pour correspondance).

Il apparait que le transport solide sur une section est largement influencé par la présence des macroformes. Cette influence est visible pour des conditions hydrologiques contrastées s'étendant des débits d'étiage aux crues. Lors de la première campagne de mesure (novembre-décembre 2016), la section de jaugeage est située entre deux barres sédimentaires (B3 en amont dans la partie centrale du chenal et B2 en aval en rive droite, Figure III.9). Les mesures sont réalisées au pic d'une crue annuelle (Figure III.8, Q=1100 à 1420 $m^3.s^{-1}$). L'influence de la barre située en amont (B3) est visible même pour cette gamme de débit où les flux solides mesurés dans la partie centrale du chenal sont quasi nuls (environ 250 m de la rive gauche, Figure III.11a). Le charriage est relativement asymétrique entre la rive gauche et la rive droite du chenal en fonction des journées mais il est globalement plus important en rive droite (environ 80 $g.s^{-1}.m^{-1}$). En rive droite, les mesures sont réalisées sur le dos de la barre B2 tandis qu'en rive gauche, le chenal est composé d'un champ de dunes (Figure III.9, 2016).

Lors de la campagne suivante, les mesures sont effectuées lors de la phase descendante d'une crue de temps de retour identique (Figure III.8, Q=687 à 827 $m^3.s^{-1}$). Bien que les mesures soient réalisées pour des débits près de deux fois inférieurs à la première crue, les taux de transport sont similaires. L'asymétrie spatiale des flux de charriage sur la section s'est réduite avec une augmentation des flux en rive gauche associée à la formation de la barre sédimentaire

(B5). L'influence du front de la barre B3 est toujours présente dans le centre du chenal mais la migration de cette barre induit que son influence s'étende latéralement sur la section de jaugeage (Figure III.9). Ainsi, une diminution des flux est observée sur le point de mesure situé à environ 320 m de la rive gauche (S4, Figure III.11b).

Les deux campagnes suivantes sont effectuées pour des bas débits (Q=346 à 447 $m^3.s^{-1}$, Figure III.11c ; Q=226 à 245 $m^3.s^{-1}$, Figure III.11d). Pour cette gamme de débit, les barres sédimentaires sont exondées. En conséquence, les mesures de transport solide n'ont pu être réalisées sur les points de mesure S2 et S3 (Figure III.9). A l'étiage, l'émersion de la barre B3 induit un changement dans la morphologie du lit avec la séparation des écoulements en deux sous-chenaux d'environ 150 m de large. Le sous chenal situé en rive gauche fait transiter plus de sédiments de fond que celui situé en rive droite. L'asymétrie initialement constatée s'est inversée. Ceci peut être attribué à la formation de la barre B5 qui, à ce stade, demeure basse topographiquement ; ceci induit qu'elle reste active du point de vue du transit des sédiments pour des gammes de débit d'étiage. De plus, le sous chenal de rive gauche est orienté dans l'axe des berges tandis que celui situé en rive droite prend une orientation quasi orthogonale aux berges (Figure III.9, 2017). Ceci peut être à l'origine d'un flux sédimentaire préférentiel en rive gauche (environ 20 $g.s^{-1}.m^{-1}$).

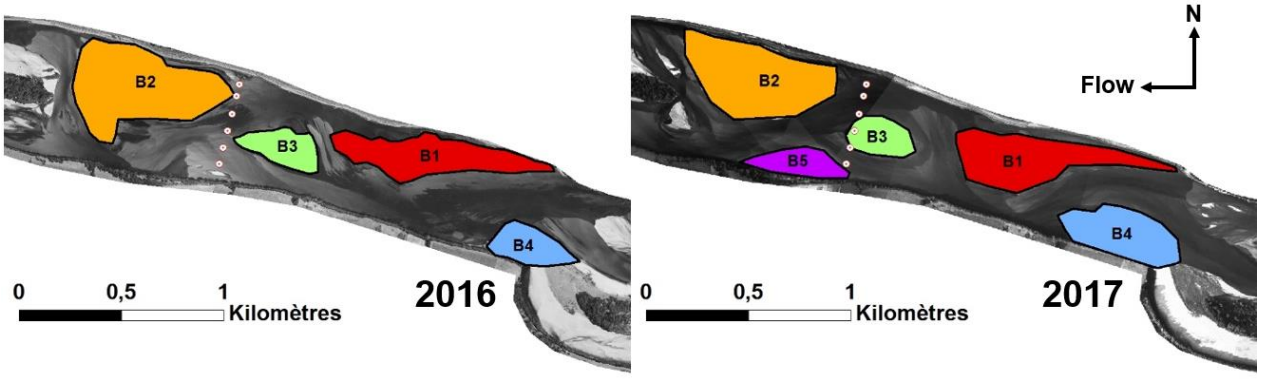


Figure III.9 : Identification des barres sédimentaires sur les photographies aériennes et positions des verticales de mesure transport solide (S1 à S6 de la rive gauche vers la rive droite). 2016, Q=160 $m^3.s^{-1}$; 2017, Q=160 $m^3.s^{-1}$.

Les 3 campagnes de mesure suivantes (Figure III.11e, f et g) sont réalisées au cours d'une crue biennale à pic multiples suivi d'une longue phase descendante (environ 3 mois). La configuration morphologique du chenal étant proche de celle décrite précédemment, le schéma d'évolution du transport solide sur la section de jaugeage reste le même avec un transport plus important en rive gauche. Cependant, les taux de transport sont nettement supérieurs à ceux

observés lors de la première campagne (Figure III.11a) pour des débits comparables. Il est intéressant de noter que les taux de transport sont plus importants en phase de décrue (Figure III.11e et g; Q=1460 à 1740 $m^3.s^{-1}$) que proche du pic de crue (Figure III.11f ; Q=2290 et 2410 $m^3.s^{-1}$) traduisant des phénomènes d'hystérèse du transport par charriage (Claude, 2012).

Lors de la longue décrue qui suit cet épisode de crue, des changements morphologiques majeurs s'opèrent au sein du chenal (Figure III.10, 2018). La barre B3 migre totalement vers l'aval. La barre B1 migre vers l'aval mais elle est redécoupée en deux sous unités. L'une de ces sous unités, assez haute topographiquement, est située plus en amont de la section de jaugeage et est émergée lors de la campagne de mesure de mai 2018 (Figure III.11h ; Q=443 à 604 $m^3.s^{-1}$). La proximité de cette partie de la barre B1 émergée implique de plus faibles taux de transport mesurés sur les points S3 et S4 (Figure III.11h) malgré que ces points soient situés sur le dos de la barre.

Durant l'hiver 2018-2019 les niveaux d'eau sont restés relativement bas, et les taux de transport n'ont été mesurés que lors d'une campagne pour des débits faibles (Figure III.11i ; Q=247 à 262 $m^3.s^{-1}$). La barre B1 s'est retrouvée totalement émergée formant une grande unité qui partage le chenal principal en deux sous-chenaux passant le long de chaque berge (Figure III.10, 2019). L'asymétrie relevée précédemment s'inverse alors favorisant le sous-chenal situé en rive droite. Ce sous-chenal est orienté dans le même axe que l'écoulement principal (axe des berges). En rive gauche, la barre B4 située en amont implique la déviation des écoulements en rive droite.

Des mesures ont ensuite pu être réalisées avec cette configuration morphologique mais pour des conditions hydrauliques plus importantes et les barres sédimentaires submergées (Figure III.11j ; Q=894 à 938 $m^3.s^{-1}$). Le schéma d'évolution du transport solide sur la section investiguée reste alors le même que celui mentionné à l'étape précédente avec de faibles taux de transport en rive gauche (10 à 20 $g.s^{-1}.m^{-1}$) et des flux plus importants en rive droite expliqués par la présence de la barre B1 (30 à 80 $g.s^{-1}.m^{-1}$).

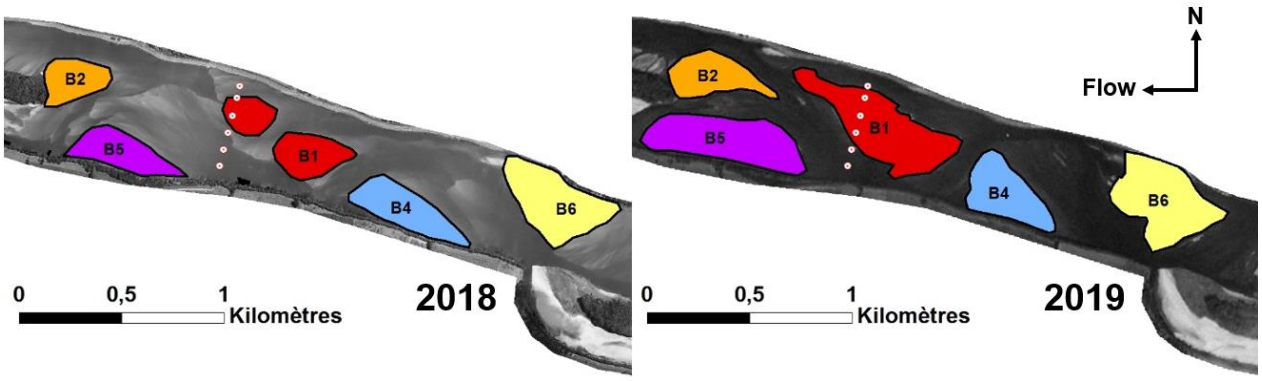


Figure III.10 : Identification des barres sédimentaires sur les photographies aériennes et positions des verticales de mesure transport solide (S1 à S6 de la rive gauche vers la rive droite). 2018, Q=125 $m^3.s^{-1}$; 2019, Q=210 $m^3.s^{-1}$.

Une journée de mesure a été réalisée à proximité du pic de crue (2030 $m^3.s^{-1}$) avec 5 verticales de mesures réalisées. Cet échantillonnage a permis de mieux décrire l'évolution transversale des flux de charriage avec une décroissance progressive des flux de S1 à S3 (Figure III.11k) à mesure que l'on s'approche du front de la barre B1 (Figure III.10, 2019). Les taux de transport mesurés sur la barre B1 (S4) sont plus importants (120 $g.s^{-1}.m^{-1}$). En rive droite, les flux diminuent de nouveau car les mesures sont réalisées à la marge de la barre B1.

La dernière campagne de mesure a été réalisée après une période de hautes eaux qui a vu se succéder 3 ondes de crue en 3 mois (Figure III.8). Cette période a entrainé des changements morphologiques majeurs sur le site d'étude et un retour à une configuration très proche de celle de 2016. Une barre située juste en amont de la section de mesure en rive gauche diminue localement les flux de charriage (S1). En rive droite, les mesures sont réalisées sur le dos d'une barre (équivalent à la barre B2 sur la Figure III.9, 2016) par conséquent les taux de transport sont plus importants. Toutefois, le taux de transport n'évolue pas linéairement entre S4 et S6 avec une diminution du taux de transport en S5.

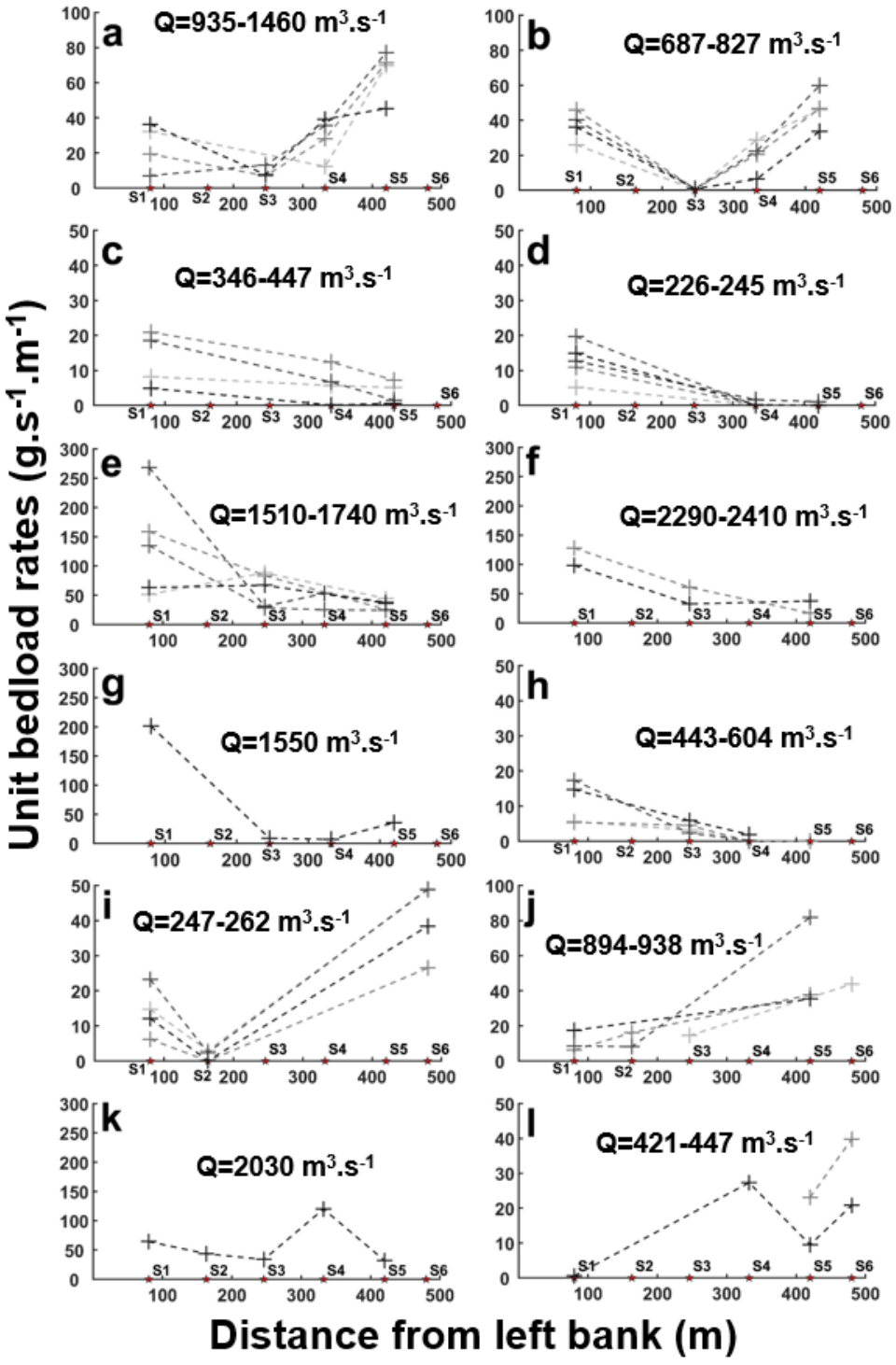


Figure III.11 : Evolution transversale et diachronique des débits solide unitaires (BTMA). Chaque graphique représente une campagne de prélèvement de x jours consécutifs (du plus ancien au plus récent représentés du gris clair vers le noir). a) 28/11/2016-01/12/2016 ; b) 27/03/2017-30/03/2017 ; c) 15/05/2017-18/05/2017 ; d) 04/12/2017-08/12/2017 ; e) 15/01/2018-19/01/2018 ; f) 30/01/2018-31/01/2018 ; g) 08/02/2018 ; h) 14/05/2018-17/05/2018 ; i) 15/04/2019-18/04/2019 ; j) 09/12/2019-12/12/2019 ; k) 19/12/2019 ; l) 19/05/2020-20/05/2020. Voir Figure III.8 pour correspondance sur l'hydrogramme.

Cette méthode de mesure, bien qu'incertaine, représente aujourd'hui la seule méthode permettant une mesure directe de la charge de fond dans les grands cours d'eau sablo-graveleux. Elle sera donc considérée dans la suite de ce document, et malgré ses limites importantes, comme méthode de référence pour la comparaison avec les méthodes de mesure indirectes. Nous l'avons vu précédemment, la présence de formes du lit (macroformes) influence fortement le transit des sédiments. Ces formes du lit peuvent constituer un outil pour l'étude des flux de charriage, en particulier les mésoformes.

III.2.1.2. Le suivi des formes du lit (*DTM*)

La présence de dunes au sein du lit permet l'emploi d'une seconde méthode d'estimation des taux de charriage. Cette méthode indirecte utilise la géométrie, la célérité et la concentration en sédiments des dunes. Un sondeur bathymétrique couplé à un dGPS permet d'obtenir les données brutes nécessaires à l'évaluation des deux premiers paramètres en suivant des profils longitudinaux. Dans cette étude, les profils longitudinaux passent par chacune des verticales de mesure BTMA afin de pouvoir comparer les résultats issus de la méthode DTM aux flux solides mesurés avec les échantillonneurs. Ces mesures ont été réalisées lors de 56 journées de terrain. Seules les dunes dont la hauteur est supérieure à 0,05 m sont considérées dans les résultats présentés. La géométrie de 18273 dunes a pu être mesurée grâce aux outils décrits dans le chapitre II (2.3.4.) (Figure III.12a). La hauteur et la longueur médianes de ces dunes sont respectivement de 0,21 m et 3,94 m pour un rapport moyen entre la hauteur et la longueur d'onde (*steepness*) d'environ 0,06. Ces dunes possèdent une pente de la face aval assez faible d'environ 9° en moyenne. La dispersion du nuage de points des mesures unitaires montre que 48% du jeu de données est situé entre les relations empiriques donnant la hauteur maximale et la hauteur de dune en fonction de la longueur d'onde (Flemming, 1988). Seulement 3% du nuage de points est situé au-dessus de la limite théorique de la hauteur de dune maximale, ce qui implique que l'état d'équilibre des dunes par rapport aux conditions hydrodynamique n'est que rarement atteint. La hauteur de dune maximale ayant été relevée est d'environ 1 m tandis que la longueur d'onde oscille entre 0,5 m et 32 m (Figure III.12a). Les valeurs moyennes pour les 180 profils longitudinaux sont également en adéquation avec les modèles empiriques.

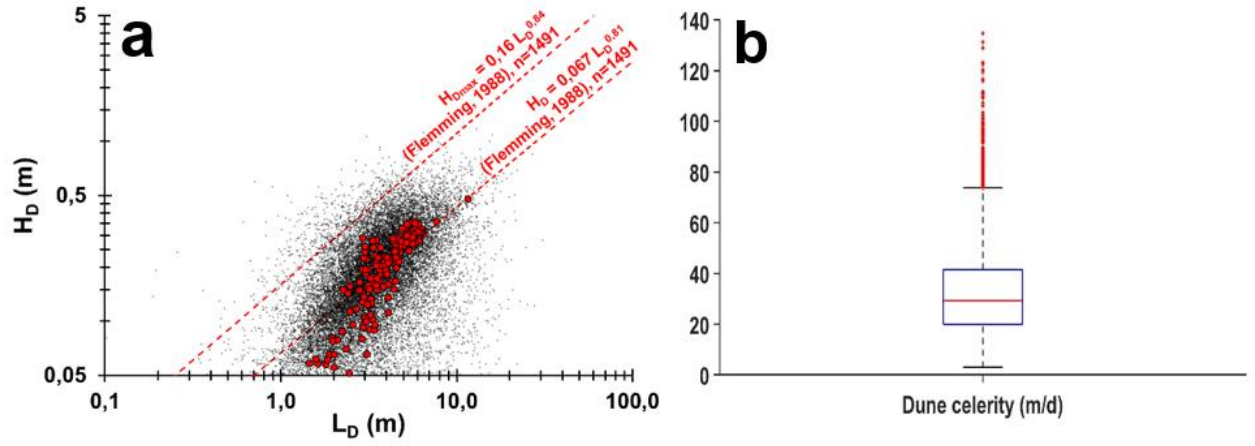


Figure III.12 : a) Géométrie des dunes de la Loire à Saint-Mathurin-sur-Loire (n=18273) et moyenne par profils longitudinaux (n=180, points rouges); b) distribution de la célérité des dunes (n=8842).

La célérité des dunes a pu être mesurée sur 8842 paires de dunes. La célérité médiane des dunes qui intègre une large gamme de conditions hydrologiques est de 30 m.j^{-1}. La vitesse des dunes ayant pu être mesurée varie entre 3 et 138 m.j^{-1}(Figure III.12b). Les moyennes de ces paramètres descriptifs des dunes ont été calculées pour chaque profil et journée d'acquisition. Le jeu de données fait ainsi ressortir une tendance à l'accélération de la vitesse moyenne de migration des dunes lorsque la vitesse moyenne de l'écoulement augmente (Figure III.13a). De même, le lien établit entre la hauteur des dunes et la hauteur d'eau montre un accroissement du premier avec le second (Figure III.13b) et une évolution proche des modèles préétablis (Yalin, 1964 ; Julien & Klassen, 1995).

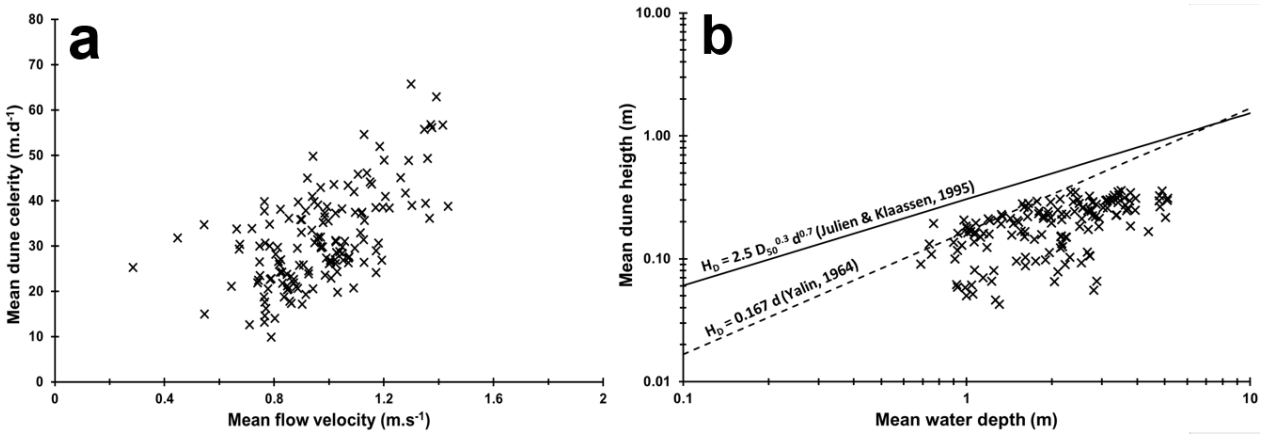


Figure III.13 : Relation entre : a) la vitesse moyenne de l'écoulement et la célérité moyenne des dunes ; b) la profondeur moyenne sur le profil longitudinal et la hauteur moyenne des dunes.

La distribution du coefficient de débit calculé à partir de l'Eq. II.10 présente une dispersion conséquente avec β_d variant entre 0,02 et 1,39 (Figure III.14a). La valeur médiane du coefficient de débit est égale à 0,28 ce qui est plutôt faible au regard des valeurs consignées dans la littérature (van den Berg, 1987 ; Ten Brinke, 1999 ; Wilbers, 2004). Un test de sensibilité des taux de transport DTM reposant sur la variation du coefficient de débit a été entrepris (voir section IV.1.4.1., Figure IV.5a). Deux valeurs extrêmes issues des références précédemment citées ont été retenues pour ce test : 0,33 (Engel & Lau, 1980) et 0,57 (Wilbers, 2004).

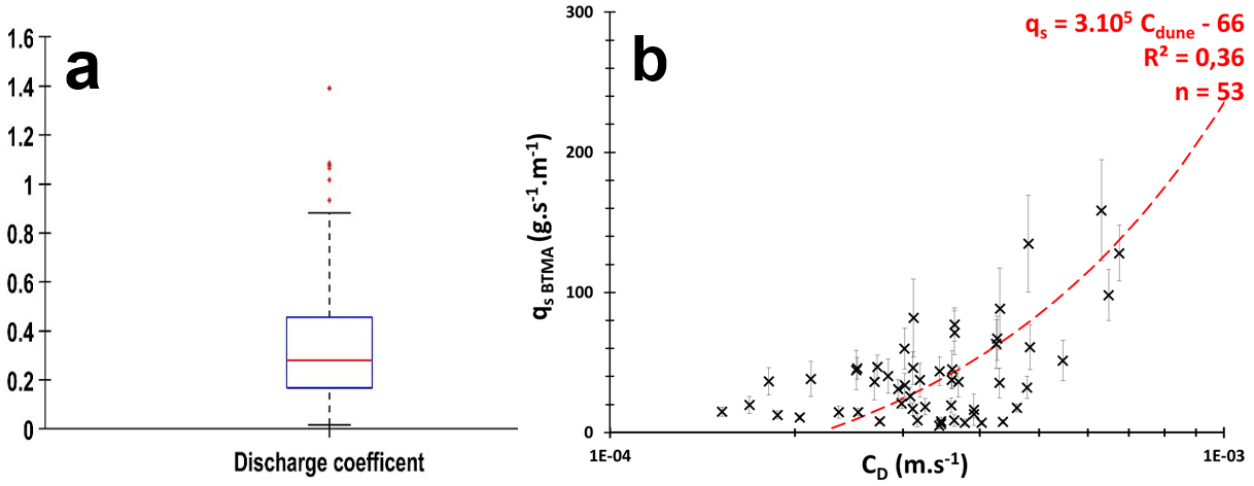


Figure III.14 : a) Distribution du coefficient de débit calculé à partir de l'Eq. II.10 ; b) relation entre les taux de transport issus des échantillonneurs BTMA et la célérité des dunes.

L'établissement d'une relation simple entre la célérité des dunes et les taux de transport solides de fond mesurés au BTMA n'a pas été possible au regard des résultats présentés ici (Figure III.14b). La grande hétérogénéité géométrique, sédimentaire et hydraulique imposée par la présence des barres sédimentaires contribue vraisemblablement à cette complexité. De plus, la comparaison des données ponctuelles BTMA avec les données moyennées sur un profil longitudinal passant par ces points peut également être critiquée.

De la même manière que pour les taux de transport mesurés avec les échantillonneurs, les taux de transport calculés à partir de la DTM permettent d'appréhender la distribution transversale et l'évolution des flux solides de fond sur la section de mesure de jaugeage solide. Les résultats présentés ci-dessous ont été calculés à partir d'un coefficient de débit β_d égal à 0,33. Presque toutes les campagnes de mesure avec les échantillonneurs ont bénéficié de mesures de suivi des formes du lit (Figure III.8 et Figure III.15). Cette méthode étant limitée par la présence/absence

des dunes, elle devient difficilement applicable pour les faibles débits et hauteurs d'eau (Figure III.15).

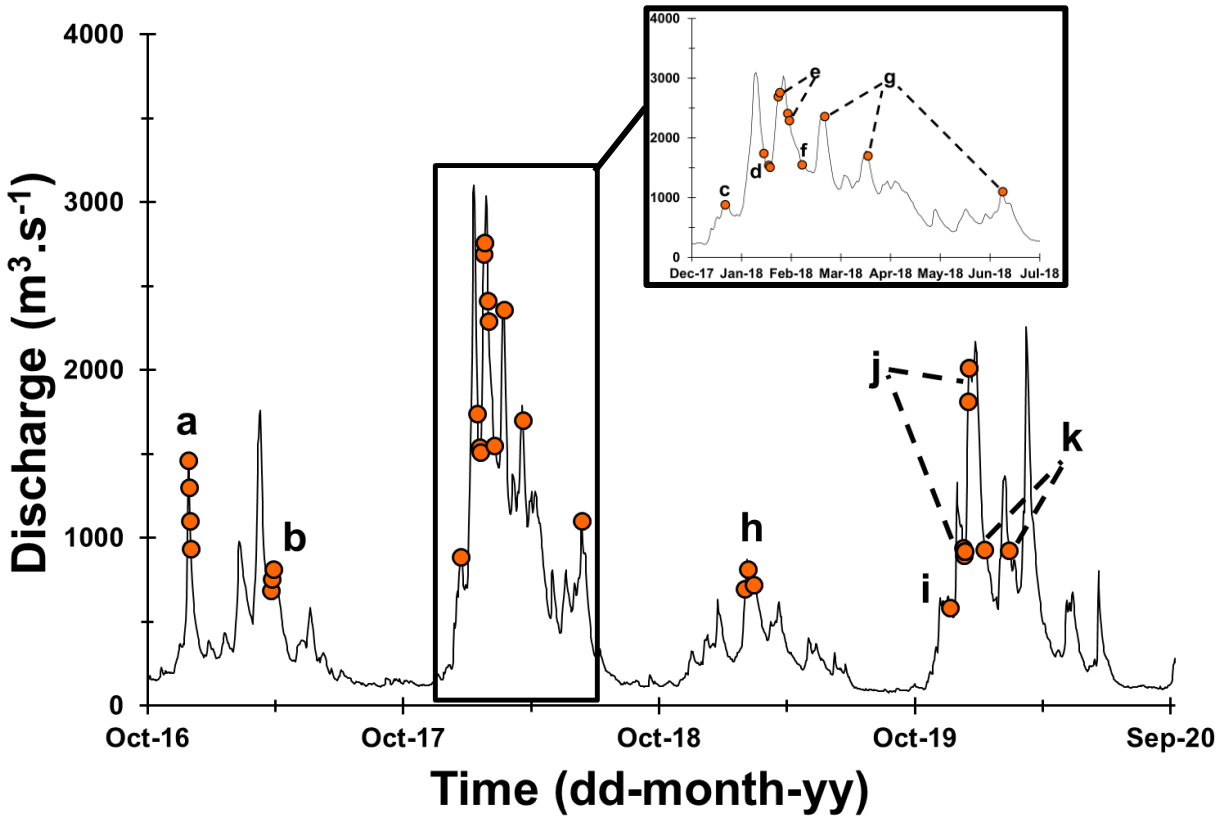


Figure III.15 : Hydrogramme de la Loire à Saumur (octobre 2016 - octobre 2020) avec chaque journée des différentes campagnes de mesures (a – k) de *dune tracking* représentées (voir Figure III.18 pour correspondance).

Lors des deux premières campagnes de mesure, l'influence de la barre B3 (Figure III.16a) sur les mesures réalisées en aval (S3, Figure III.18a et b) se fait moins sentir que pour les mesures réalisées avec les BTMA. La diminution des taux de transport dans ce secteur n'est pas aussi importante du fait que le profil longitudinal intègre des dunes situées sur la face amont de la barre B3. En conséquence, les taux de transport de fond DTM sont surestimés par rapport aux volumes prélevés avec les échantillonneurs. En rive droite, les taux de transport DTM sont également inférieurs du fait que la majeure partie du profil longitudinal soit situé en amont de la section de jaugeage dans une zone d'abri dynamique liée à la présence des barres B3 et B1 en amont (Figure III.16a). En revanche, la présence du champ de dunes en rive gauche (S1, Figure III.18a et b) permet d'estimer des flux proches de ceux estimés avec les échantillonneurs. Ces résultats montrent bien l'importance de la présence des barres sédimentaires sur les flux en fonction de la méthode employée.

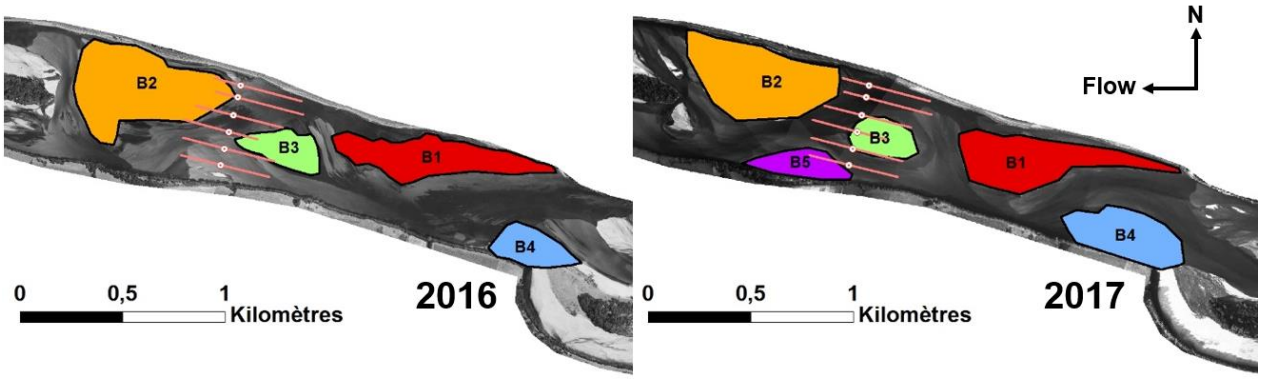


Figure III.16 : Identification des barres sédimentaires sur les photographies aériennes et positions des profils longitudinaux de *dune tracking* (S1 à S6 de la rive gauche vers la rive droite). 2016, Q=160 $m^3.s^{-1}$; 2017, Q=160 $m^3.s^{-1}$.

Au cours de la crue suivante (décembre 2017 à février 2018, Figure III.15), la distribution des flux reste inchangée sur la section mise à part au point S3 où la migration de la barre B3 a permis d'observer l'augmentation des flux de charriage en comparaison avec la configuration précédente (Figure III.16b). La longue période de décrue qui suit permet la migration des barres sédimentaires. La migration s'illustre parfaitement avec le changement de *pattern* de la distribution transversale des flux qui s'opère entre février et juin 2018 (Figure III.18g). La diminution des taux de transport entre les points S2 et S4 montre la migration de la barre B1 à proximité amont de la section de jaugeage (Figure III.17a). Ce schéma de distribution des flux sur la section n'est pas modifié lors de l'épisode de crue de l'hiver 2018-2019 (Figure III.18h et i) puisque la configuration au début de la montée de crue de novembre 2019 (Figure III.15, évènement i) est inchangée, les mesures n'ayant pu être réalisées aux points S3 et S4 à cause de l'émersion de la barre B1 (Figure III.17b). Lors de la crue qui suit, la migration de la barre B1 implique une homogénéisation des flux sur la section avec un axe de charriage préférentiel qui passe du point S5 (Figure III.18h), au point S4 (Figure III.18j) puis au point S3 (Figure III.18k) au fur et à mesure de la progression de la barre vers l'aval (Figure III.17b).

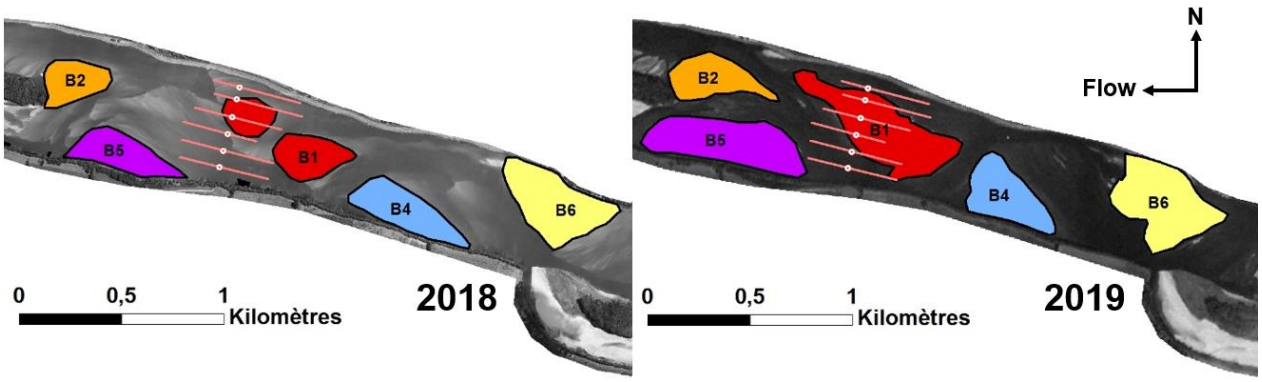


Figure III.17 : Identification des barres sédimentaires sur les photographies aériennes et positions des verticales de mesure transport solide (S1 à S6 de la rive gauche vers la rive droite). 2018, Q=125 $m^3.s^{-1}$; 2019, Q=210 $m^3.s^{-1}$.

L'influence des macroformes sur les taux de transport peut donc être importante suivant que l'on se trouve sur ces formes du lit ou dans les sous-chenaux qui les bordent. De plus, cette influence peut être très localisée et évoluer au cours du temps en fonction de la migration des barres sédimentaires. Lorsqu'elle est employée en présence de ces macroformes, la méthode de *dune tracking* peut montrer certaines limites, notamment lors de la comparaison avec une mesure plus localisée des flux (BTMA). De plus, cette méthode nécessite la présence de dunes et peut donc être inappropriée lorsque les niveaux d'eau sont faibles mais que le transport sédimentaire reste actif. Les échantillonneurs sont également imprécis et de faible représentativité spatiale conduisant à un biais certain lors de l'intégration des flux unitaires sur une section. Cette méthode est extrêmement coûteuse et difficile à mettre en œuvre (contrôle du positionnement sur le fond, ancrage, manutention lourde, sécurité). Cependant, elle constitue notre méthode de référence puisqu'elle est la seule méthode de mesure directe qui puisse être déployée dans un grand cours d'eau. Dans la suite de ce travail, nous allons donc nous intéresser à l'estimation des flux annuels à partir de cette méthode de référence.

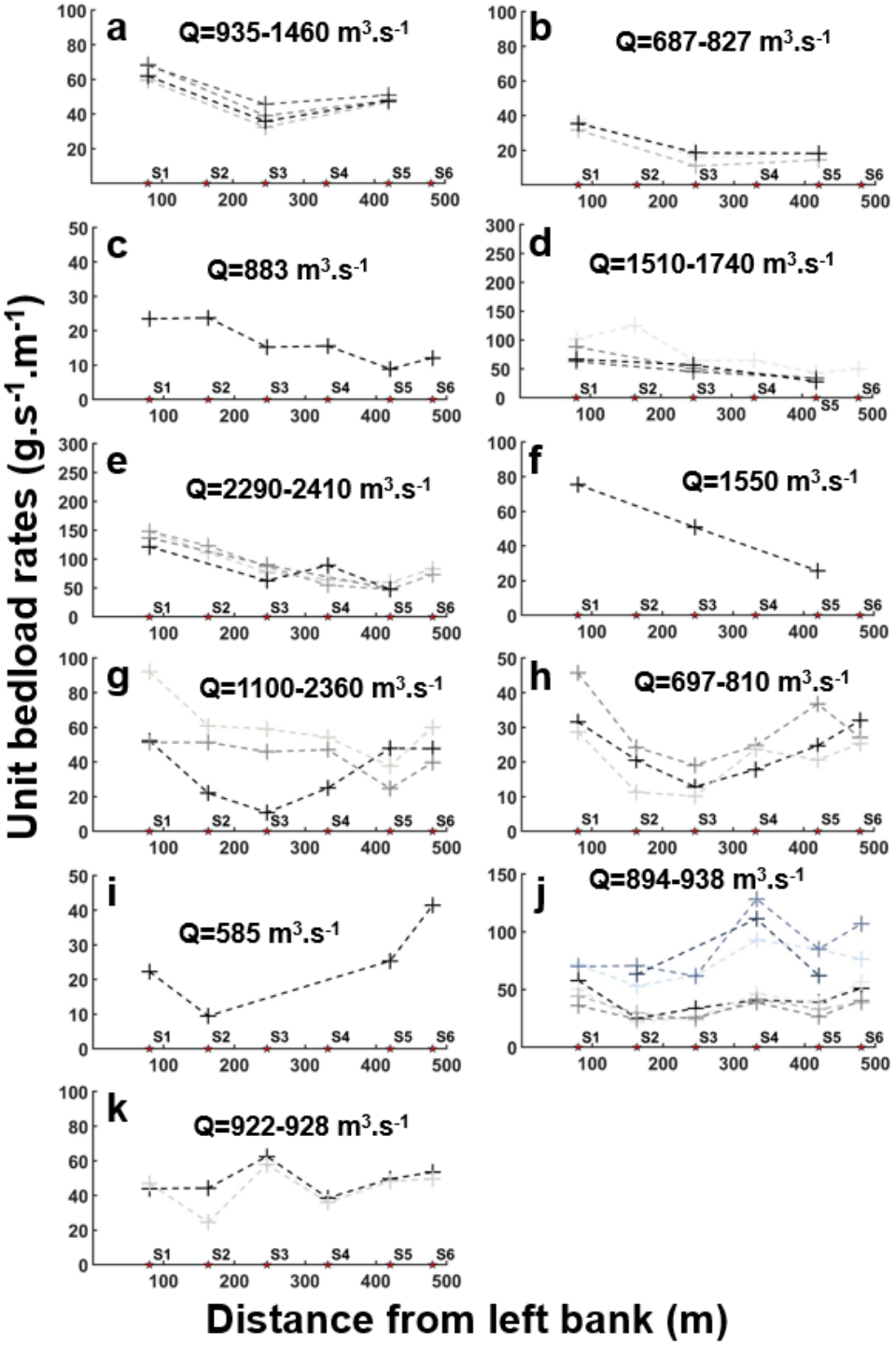


Figure III.18 : Evolution transversale et diachronique des débits solide unitaires de fond (DTM). Chaque graphique représente une campagne de prélèvement de plusieurs jours consécutifs (du plus ancien au plus récent représentés du gris clair vers le noir). a) 29/11/2016-02/12/2016 ; b) 27/03/2017-30/03/2017 ; c) 22/12/2017 ; d) 15/01/2018-19/01/2018 ; e) 24/01/2018-25/01/2018 & 30/01/2018-31/01/2018 ; f) 08/02/2018 ; g) 22/02//2018, 21/03/2018 & 13/06/2018 ; h) 01/02/2019, 05/02/2019 & 14/02/2019 ; i) 21/11/2019 ; j) 09/12/2019-12/12/2019 & 16/12/2019-18/12/2019 ; k) 09/01/2020 & 13/02/2020. Voir Figure III.15 pour correspondance sur l'hydrogramme.

III.3. Estimation de flux annuels en amont de l'estuaire

III.3.1. Courbes de tarage solide

Une courbe de tarage sédimentaire est une relation qui lie le transport sédimentaire (en suspension ou par charriage) au débit liquide d'un cours d'eau. Elle permet d'extrapoler les flux sédimentaires à partir d'une chronique de débit et de réaliser des bilans sédimentaires. Cependant, cet outil ne tient pas compte des variations des paramètres qui contrôlent le transport des sédiments (taille des grains et contrainte hydraulique). Son exploitation est donc limitée à la période proche de celle durant laquelle la courbe de tarage a été établie mais également à la gamme de débit dans laquelle elle a été défini (Gaeuman et al., 2018). De plus, les phénomènes d'hystérèse du transport solide ne sont pas représentés par les courbes de tarage sédimentaire. Cet outil nécessite donc d'être utilisé avec grande précaution.

La mesure des flux solides unitaires à Saint-Mathurin-sur-Loire doit permettre l'estimation des flux solides de fond à l'entrée du bief estuarien (Loire aval) en amont de la confluence avec la Maine, dernier affluent majeur avant l'estuaire. Le débit solide par charriage sur la section est obtenu par interpolation des valeurs de taux de transport unitaires mesurés sur chacune des verticales par une largeur de rivière représentative de ce taux de transport. La représentativité des taux de transport étant un paramètre difficile à évaluer, l'interpolation a été réalisée sur la moitié de la distance séparant 2 points de mesure (Boiten, 2003). Lorsque qu'une barre sédimentaire était émergée entre 2 points de mesure, la largeur exondée n'était pas prise en compte dans l'intégration sur la section. Une extrapolation vers les zones non mesurées a été réalisée pour les verticales situées aux extrémités de la section. Le flux total estimé correspond à la somme des flux interpolés. Le calcul des flux de charriage totaux permet l'établissement d'une courbe de tarage solide qui lie le flux solide (Q_s) au flux liquide (Q_l) (Figure III.19a). La loi de tarage de la Loire à Saint-Mathurin-sur-Loire est définie par :

$$Q_s = 4{,}5.10^{-4}\, Q_l^{1,5} \qquad \textbf{Eq. III.2}$$

Gaeuman et al. (2018) identifient les variables qui influencent les paramètres des courbes de tarage sédimentaires dans les cours d'eau à charge grossière. Les courbes de tarage sédimentaire sont de la forme : $Q_s = aQ_l^B$. Le paramètre a est proportionnel à la largeur active du chenal, à la taille moyenne des particules ainsi qu'au débit de mise en mouvement. Le paramètre B est lié à la configuration géométrique du chenal mais aussi aux erreurs d'estimation due à la

gamme des conditions hydrauliques couverte lors de l'acquisition du jeu de données. Dans notre cas, les conditions d'acquisition des données reflètent une large gamme de débit (226 à 2410 $m^3.s^{-1}$) et de contraintes, ce qui donne plus de poids à la courbe de tarage. Etant donné la forte dépendance du transport solide avec la position des barres sédimentaires dans le chenal, des mesures du transport solide ont été réalisées pour plusieurs configurations des barres au niveau de la section de jaugeage afin de prendre en compte cette variabilité dans la courbe de tarage.

La loi de tarage établie à Saint-Mathurin-sur-Loire peut être comparée à celle établie environ 60 km en amont, à Bréhémont (Claude, 2012). La fonction établie par Claude (2012) est une régression qui utilise la méthode des moindres carrés pour ajuster une fonction sur le nuage de points. Cette méthode conduit à ajuster un modèle différent en fonction de la variable placée en abscisses ou en ordonnées. La méthode dite *Reduced Major Axis* (RMA) permet de minimiser la déviation du nuage de points dans les deux directions (x et y) (Davis, 2002). Afin de comparer les deux courbes de tarage, une RMA a été ajustée sur la base du nuage de points de Claude (2012) :

$$Q_s = 4.10^{-2}\, Q_l^{0,96} \qquad \textbf{Eq. III.3}$$

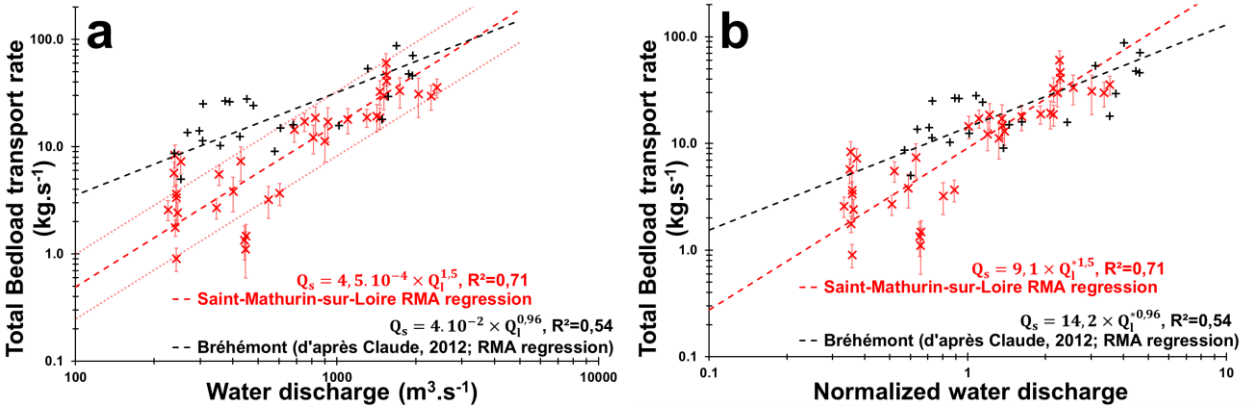


Figure III.19 : a) Courbes de tarage sédimentaires de la Loire à Saint-Mathurin-sur-Loire et à Bréhémont (60 km en amont, d'après Claude [2012]) ; b) Courbes de tarage sédimentaires avec le débit normalisé par le module (Q_l^*). Les débits modules à ces deux stations sont respectivement 680 $m^3.s^{-1}$ et 420 $m^3.s^{-1}$.

Ces deux modèles convergent pour les fortes valeurs de débits tandis que les débits solides sont plus importants à Bréhémont pour les débits inférieurs aux modules de chacune des stations (Figure III.19). La configuration géomorphologique des deux sites est très différente mais la taille moyenne des grains reste proche (0,9 mm sur le site aval contre 1,33 mm à Bréhémont). A Saint-Mathurin-sur-Loire, le lit est rectiligne et large (500 m) alors qu'à Bréhémont, la section de

jaugeage se trouve dans une zone d'élargissement/rétrécissement et la largeur du chenal est d'environ 300 m. Ce rétrécissement pourrait conduire à des taux de transport plus importants pour les gammes de débits inférieurs au module, en concentrant les écoulements et en augmentant les contraintes. Il faut aussi noter que la pression d'échantillonnage a été inférieure pour la Loire à Bréhémont avec l'emploi d'un seul BTMA contre deux à Saint-Mathurin-sur-Loire pour chaque verticale.

La concentration en matières en suspension (MES) a été mesurée conjointement aux mesures de charge de fond. Ces concentrations évoluent entre 2 et 124 $mg.l^{-1}$ (17 $mg.l^{-1}$ en moyenne). Ces concentrations sont dans la gamme des observations réalisées sur le linéaire de la Loire depuis la source pour la période 2002-2012 (Minaudo, 2015 dans Rodrigues et al., 2016). La concentration en MES a diminué d'environ 15 $mg.l^{-1}$ entre 1970 et 2010 (Rodrigues et al., 2016). Les prélèvements de MES réalisés conjointement aux prélèvements BTMA sont également en accord avec le réseau de mesure de l'Agence de l'Eau Loire Bretagne sauf pour la première campagne de mesure (décembre 2016) où les concentrations mesurées par notre équipe sont 4 fois supérieures à celles mesurées par l'AELB. Le protocole de dosage des matières en suspensions est très sensible au conditionnement des échantillons. Pour des raisons de logistique, les échantillons prélevés n'ont parfois pas pu être conservé dans un endroit à l'abri de la lumière et à une faible température (2 à 5°C) ce qui a pu entrainer une forte incertitude dans la mesure des concentrations en MES.

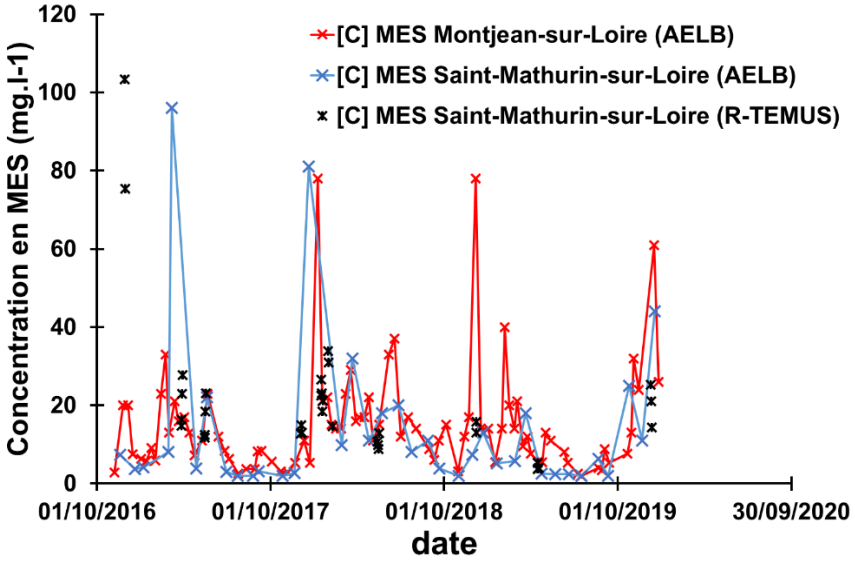


Figure III.20 : Evolution de la concentration en MES mesurées par le réseau de mesure de l'Agence de l'Eau Loire Bretagne (AELB) à Saint-Mathurin-sur-Loire (courbe rouge) et à Montjean-sur-Loire (courbe bleue) entre 2016 et 2019. Comparaison avec les mesures réalisées dans le cadre de cette étude (R-TEMUS) à Saint-Mathurin-sur-Loire.

Le calcul des taux de transport totaux (charriage et suspension) sur la section permettent d'établir une nouvelle courbe de tarage, La relation établie entre flux de MES et flux liquide est très proche de celle établie pour le charriage :

$$Q_s = 7{,}4.10^{-5}\, Q_l^{1,8} \qquad \textbf{Eq. III.4}$$

Cependant, la comparaison de ces deux modèles montre une légère tendance à la domination des MES pour des débits supérieurs au module (Figure III.21).

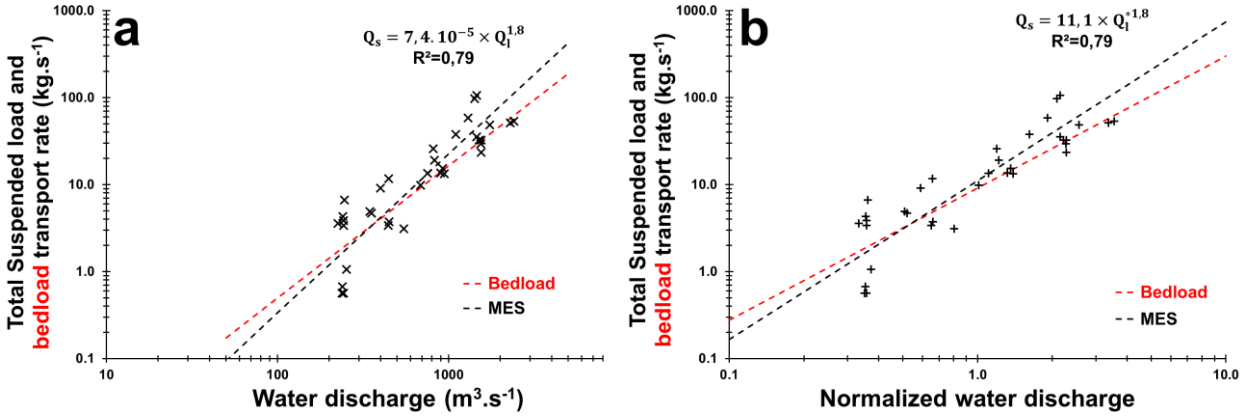


Figure III.21 : a) Courbes de tarage sédimentaire de la Loire à Saint-Mathurin-sur-Loire : comparaison charriage et suspension ; b) Courbes de tarage sédimentaires (charriage et suspension) avec le débit normalisé par le module.

III.3.2. Contribution de la Maine

La Maine est l'exutoire d'un bassin versant qui draine une surface d'environ 22000 km². Elle nait de la confluence entre la Mayenne et la Sarthe au Nord d'Angers avant de confluer avec la Loire, 11 km en aval à Bouchemaine. Des mesures de la charge de fond ont été réalisées dans la partie aval, environ 1,5 km en amont de la confluence avec la Loire. Un protocole identique à celui opéré sur la Loire a été mis en place avec pour objectif de sommer les apports de la Maine à ceux de la Loire en amont de l'estuaire. La charge de fond et les matières en suspension ont été jaugées sur 4 verticales de mesure. Le jaugeage solide a été accompagné de mesures courantométriques et bathymétriques. Les mesures BTMA réalisées montrent un transport de la charge de fond nul sur toutes les verticales. Les prélèvements des sédiments qui composent le lit ont permis de conforter nos observations puisqu'ils sont composés essentiellement de particules fines (limons et argiles, Figure III.22) et de coquilles de bivalves.



Figure III.22 : Photographie des sédiments prélevés dans la Maine à Bouchemaine, a) au cône Berthois, b) avec l'USBM54.

Ces prélèvements ont été analysés par granulométrie laser afin de déterminer les tailles de grain caractéristiques. Le D_{50} des 44 échantillons prélevés est de 0,029 mm et le D_{90} est de 0,26 mm. De plus, la prospection bathymétrique a révélé la présence d'un seuil rocheux environ 600 m en amont de la confluence avec la Loire. Ce seuil d'une hauteur d'environ 4 m (Figure III.23) limite également les potentiels apports par la charge solide de fond à la Loire. Dans cette mesure, la principale contribution de la Maine à la Loire s'effectue donc au travers de la charge en suspension. Lechalas (1871) mentionnait déjà que les apports liquides de la Maine à la Loire n'étaient accompagnés « *d'aucun apport de matières solides* ».

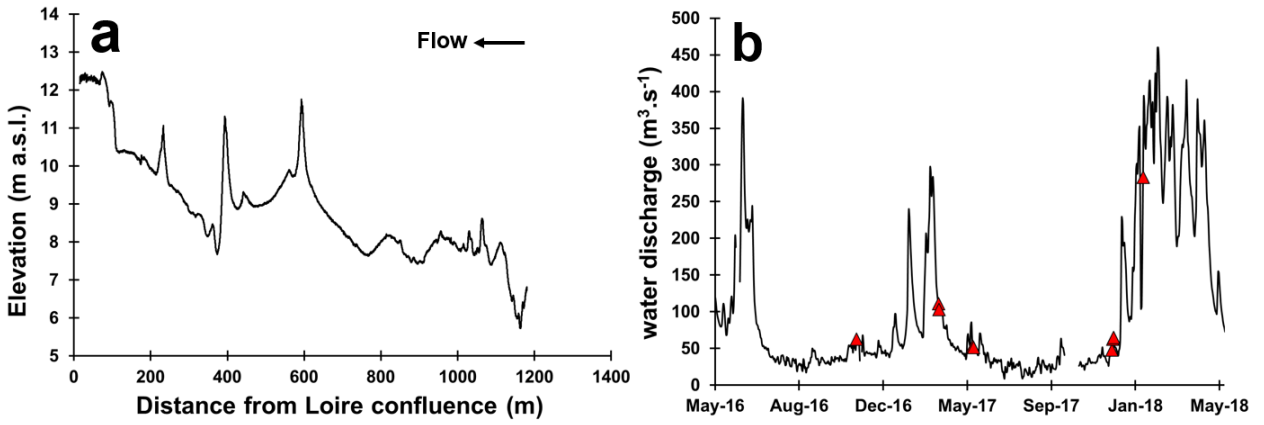


Figure III.23 : a) Profil bathymétrique longitudinal depuis la confluence avec la Loire jusqu'au pont routier de Bouchemaine. b) Hydrogramme de la Maine à Angers et mesures de jaugeage solide (figurés rouges).

Comme sur la Loire, les mesures de matières en suspension ont permis d'établir une courbe de tarage sédimentaire avec 11 points de mesure représentant le total des journées de jaugeage sur la Maine. Les concentrations mesurées évoluent entre 3,7 et 31,2 mg.l^{-1} (12,3 mg.l^{-1} en moyenne) et sont inférieures à celles dosées sur la Loire. De plus, les mesures de courantométrie réalisées sur la Maine révèlent des écoulements de très faible vitesse, même lors des épisodes de crue. La proximité de la confluence avec la Loire favorise les phénomènes de reflux de la Loire dans la Maine et ralentit les écoulements. Les vitesses moyennes mesurées sur la section varient entre 0,08 m.s^{-1} pour les débits les plus faibles à 0,3 m.s^{-1} lors des mesures réalisées en crue (janvier 2018, Q=283 m^3.s^{-1} sur la Maine et Q=3000 m^3.s^{-1} sur la Loire). La relation établie montre des taux de MES plus important sur la Maine que sur la Loire pour un débit inférieur au module de la Loire à Saumur. La fréquence des débits de la Maine à Angers n'est pas disponible. Cependant, la gamme des débits pour lesquels la relation suivante a été définie est restreinte et augmente l'incertitude liée à son utilisation :

$$Q_s = 9{,}5.10^{-3}\ Q_l^{1,13} \qquad \textbf{Eq. III.5}$$

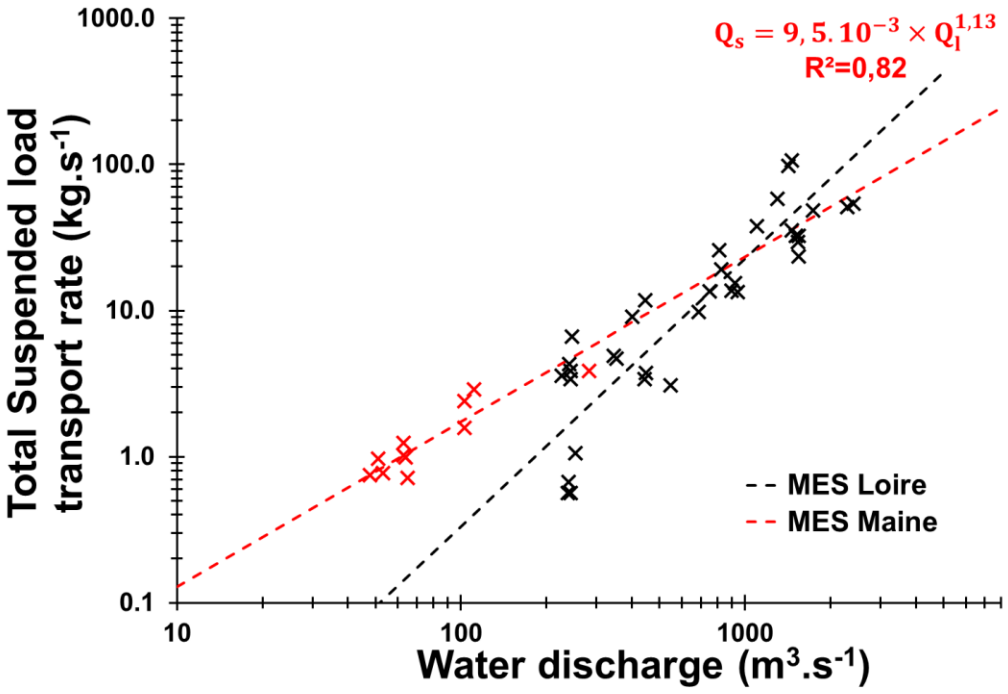


Figure III.24 : Comparaison des courbes de tarage des sédiments en suspension de la Loire à Saint-Mathurin-sur-Loire et de la Maine à Bouchemaine.

III.3.3. Flux particulaires totaux à l'entrée du bief estuarien

L'estimation du transport sédimentaire total de la Loire après la confluence avec la Maine peut être calculée à partir des chroniques de débits journaliers et des courbes de tarage sédimentaire. La chronique de débit de la Maine à Angers est disponible à partir de 2014 donc le calcul a été réalisé entre 2014 et 2020. En moyenne, le charriage de la Loire représente 41% du transport solide total, contre 47% pour les MES. Les apports de la Maine contribuent pour 12% du transport sédimentaire total de la Loire aval. Le transport solide de la Loire en aval de la confluence avec la Maine est donc constitué à 40% de charriage et 60% de MES. Les apports de la Maine représentent 20% des apports en MES. Les années plus humides présentent des taux de transport annuels de l'ordre d'un million de tonnes de sédiments (Figure III.25).

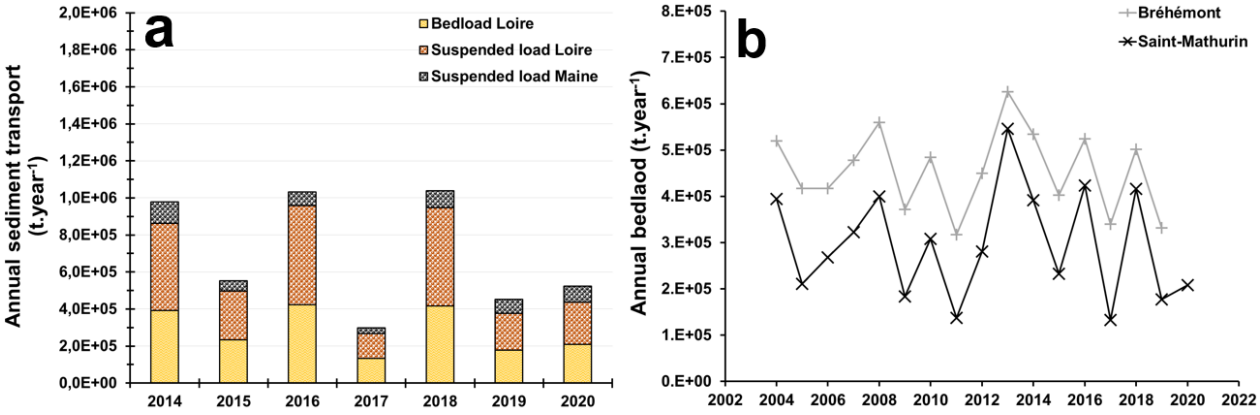


Figure III.25 : a) Estimation des taux de transport sédimentaires annuels totaux (2014-2020) de la Loire après la confluence avec la Maine (Eq. III.2, Eq. III.4 et Eq. III.5) : début du bief de la Loire aval ; b) Comparaison des taux de transport annuels par charriage (2004-2020) de la Loire à Saint-Mathurin-sur-Loire (Eq. III.2 et débits de la Loire à Saint-Mathurin-sur-Loire) et de la Loire à Bréhémont (Eq. III.3 et débits de la Loire à Bréhémont).

En agrandissant la fenêtre temporelle, le charriage oscille entre environ 100 000 et 500 000 $t.an^{-1}$. En 2010, Claude (2012) avait estimé le transport annuel à Bréhémont à environ 480 000 $t.an^{-1}$. A Saint-Mathurin, il est estimé à environ 300 000 $t.an^{-1}$ sur la même année (Figure III.25). D'autres chiffres avancés par Berthois et Morize (1960) estiment le charriage à environ 210 000, 380 000 et 160 000 $t.an^{-1}$, respectivement en 1957,1958 et 1959. Nos estimations à partir de la courbe de tarage sont du même ordre de grandeur (240 000, 480 000 et 270 000 $t.an^{-1}$). Cependant, le postulat de départ qui mentionne que le charriage représenterait 33% de la charge en suspension diffère de nos résultats qui montrent une répartition équitable entre charge de fond et suspension.

Bien qu'étant un outil à manier avec précaution (pour les raisons évoquées plus haut), la courbe de tarage associée à une chronique de débits liquide, peut permettre d'évaluer un taux de transport annuel moyen sur une période donnée ainsi que le débit efficace (Q_{eff}) défini comme étant le débit qui transport la masse de sédiment la plus importante au cours du temps (Wolman et Miller, 1960).

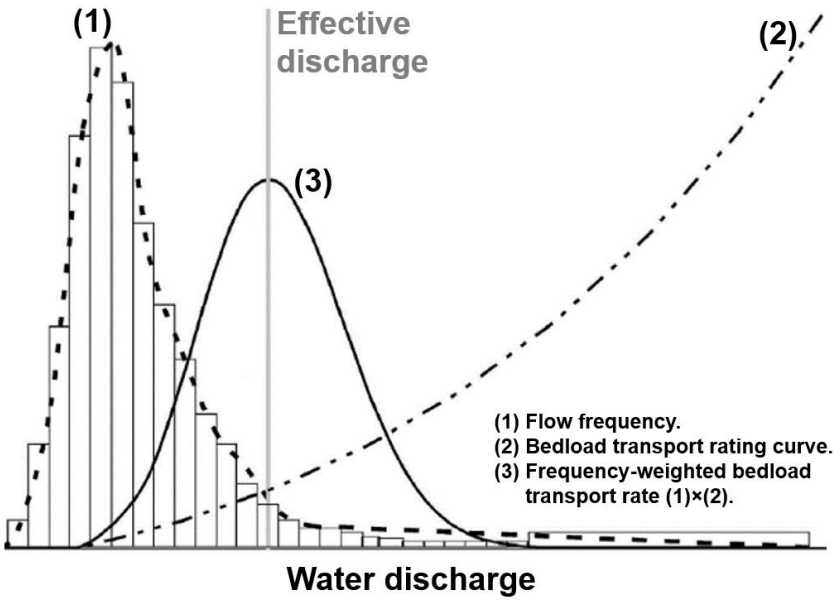


Figure III.26 : Méthode de détermination du débit efficace d'après Wolman et Miller (1960) dans Barry et al. (2008).

Plusieurs méthodes permettent de déterminer ces paramètres (Wolman et Miller, 1960 ; Benson et Thomas, 1966 ; Biedenharn et al., 2001) et ont été utilisées par différents auteurs (Andrews, 1980 ; Emmett et Wolman, 2001 ; Crowder et Knapp, 2005 ; Lenzi et al., 2006). La méthodologie élaborée par Biedenharn et al. (2001) a été appliquée aux 4 secteurs de la Loire disposant d'une courbe de tarage : Belleville-sur-Loire, Bréhémont, Saint-Mathurin-sur-Loire et Ingrandes-Fresne-sur-Loire. Les chroniques de débits utilisées correspondent à la période 1990-2020 aux stations hydrométriques de Givry, de Langeais, de Saumur et de Montjean-sur-Loire, respectivement. Des classes de débits ont été déterminées, puis les effectifs de chacune des classes ont été identifiés (Figure III.26, courbe 1). Le débit moyen de chacune de ces classes a été calculé et utilisé pour déterminer un taux de transport relatif à ce débit au travers des lois de tarage (Figure III.26, courbe 2). Ce taux de transport est ensuite multiplié par l'effectif correspondant à la classe de débit afin d'en déterminer un débit solide annuel moyen sur 30 ans. La classe de débit présentant le taux de transport le plus élevé correspond à la classe du débit efficace qui est déterminé comme étant

le débit moyen de cette classe (Figure III.26, courbe 3). Le débit efficace calculé dépend fortement de l'exposant B de la loi de tarage avec une tendance à augmenter avec cet exposant (Barry et al., 2008). Afin de comparer les stations entre elles, les classes de débit ont été normalisées par le module de la station hydrologique (Figure III.27).

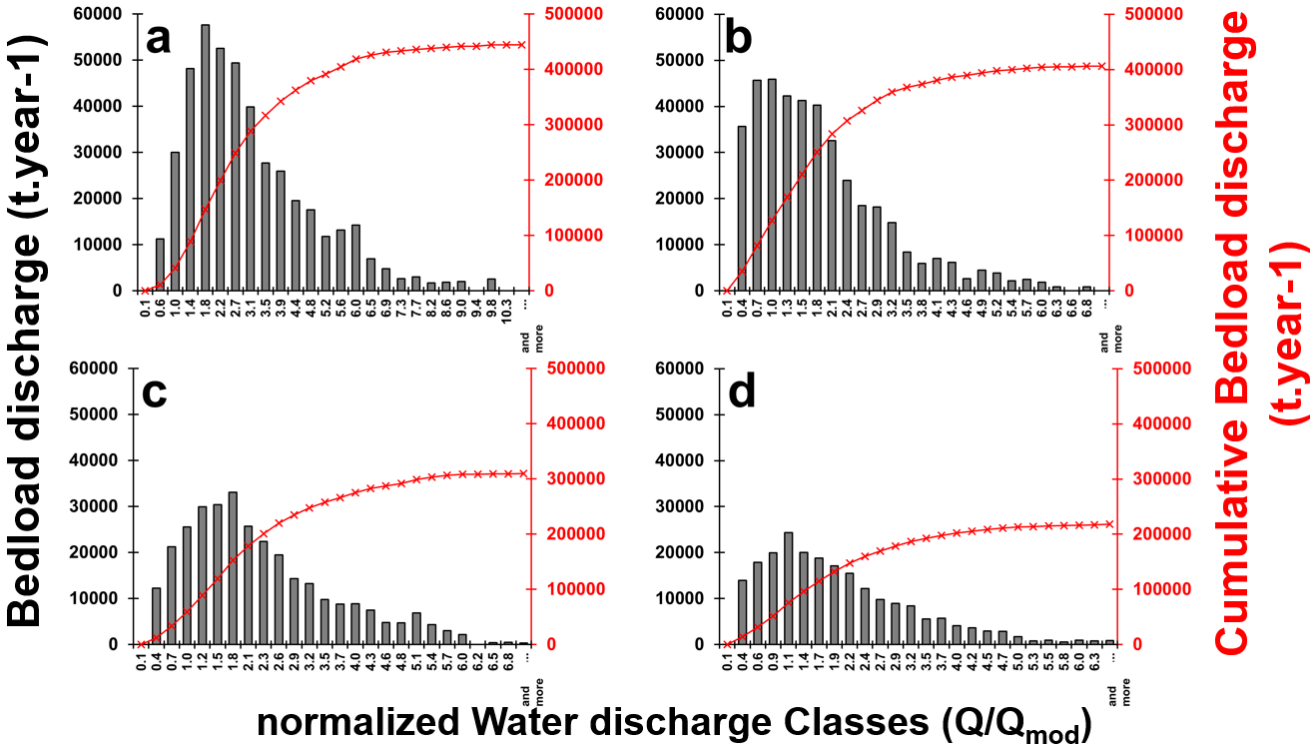


Figure III.27 : Estimation du taux de charriage annuel moyen sur la période 1990-2020 à partir de la fréquence des débits liquides et des relations de tarage solide : a) la Loire à Belleville-sur-Loire (PK 536), courbe de tarage solide issue du modèle physique EDF (Sugny, 1979) et débits à la station de Givry; b) la Loire à Bréhémont (PK 788), courbe de tarage issue des mesures in-situ de Claude (2012) mise à jour par la méthode de régression RMA (Eq. III.3) et débits à la station de Langeais; c) la Loire à Saint-Mathurin-sur-Loire (PK 855), courbe de tarage issue des mesures réalisées dans le cadre de cette étude (Eq. III.2) et débits à la station de Saumur; d) la Loire à Ingrandes-Fresne-sur-Loire (PK 903), courbe de tarage issue du modèle numérique de De Linares (2007) somme du bras principal et du bras secondaire et débits à la station de Montjean-sur-Loire.

Les résultats de ce travail montrent que le débit efficace pour ces stations est proche du module (Table III.1, 0,8 à 1,6 Q_{mod}). Cette particularité est caractéristique des rivières sableuses et sablo-graveleuses. La contrainte critique de mise en mouvement de ces sédiments étant très basse (Figure III.7). Cependant, de telles valeurs de débit efficace ont été calculées sur le Danube autrichien où le module est proche de 2000 $m^3.s^{-1}$ et le D_{50} environ égal à 20 mm. D'autres auteurs ont calculé ces paramètres sur des rivières de montagne (Emmett et Wolman, 2001) à environ $2Q_2$. A titre de comparaison, Camenen et al. (2016) ont déterminé, à l'aide de l'équation de

Camenen et Larson (2005), le débit efficace de la Loire à Gien à environ 700 $m^3.s^{-1}$ soit 2,2Q_{mod} (ou 0,44 Q_2 ou 0,32Q_5). Bien qu'évoqué comme étant un débit relativement faible comparé aux valeurs de débit efficace rencontrées dans les rivières à charge grossière, (Q_{eff} de l'ordre de grandeur de la crue annuelle ou biennale ; Emmett et Wolman, 2001), cette valeur de débit efficace à Gien semble importante en comparaison avec celles consignées dans la Table III.1. On peut également comparer ces valeurs à celles calculées sur 43 rivières aux Etats-Unis par Nash (1994). Le débit efficace de ces 43 rivières varie entre 1,6Q_{mod} et 112Q_{mod}. Le Mississippi à Saint-Louis présente un débit efficace normalisé très proche de ceux observés sur la Loire d'environ 1,7Q_{mod} (pour un D_{50} compris entre 0,13 et 1 mm ; d'après Jordan, 1965), tandis que le Rio Grande à Otowi présente un débit efficace de 2,6Q_{mod} (pour un D_{50} moyen de 1,45 mm ; Nordin et Beverage, 1965).

Table III.1 : Débits efficaces, débits efficaces normalisés et débits caractéristiques normalisés pour 4 sites sur la Loire sur la période 1990-2020. Les débits sont normalisés par le module pour chaque station hydrologique associée.

	Q_{eff} ($m^3.s^{-1}$)	Q_{eff}/Q_{mod}	Q_{eff}/Q_2	Q_{eff}/Q_5
Belleville-sur-Loire	492	1,6	0,31	0,22
Bréhémont	342	0,8	0,19	0,14
Saint-Mathurin-sur-Loire	1103	1,6	0,41	0,29
Ingrandes-Fresne-sur-Loire	851	1,0	0,27	0,20

Le calcul de ces paramètres permet de se rendre compte de la contribution de chaque classe de débit au transport sédimentaire par charriage en considérant la fréquence d'occurrence de cette gamme de débit sur une période donnée (ici 30 ans). Ainsi, sur la Loire à Saint-Mathurin-sur-Loire, les débits inférieurs au module contribuent plus au transport solide annuel par charriage que les débits supérieurs à la crue biennale avec respectivement 59 086 et 26 926 $t.an^{-1}$ (20% et 9% respectivement, Figure III.27c). Ceci est également le cas à Bréhémont avec les débits modérés qui contribuent au transport annuel près de 6,5 fois plus que les débits supérieurs à la crue biennale, soit 127 226 contre 19 311 $t.an^{-1}$ (31% et 5% respectivement, Figure III.27b). Le pourcentage de débit solide cumulé exprimé en fonction du pourcentage de débit liquide cumulé sur la même période reflète également cette contribution importante des faibles débits liquides au débit solide annuel (Figure III.28a). A Saint-Mathurin-sur-Loire, 50% du débit solide de fond cumulé (sur une année représentative de la période 1990-2020) est transporté par 65% du débit liquide cumulé (Figure III.28a). A titre de comparaison, il faut près de 96% du débit liquide cumulé au Rio Cordon [Italie] (rivière de montagne d'environ 6m de large avec un D_{50} de 119 mm) pour transporter ce même pourcentage cumulé du débit solide (Figure III.28b).

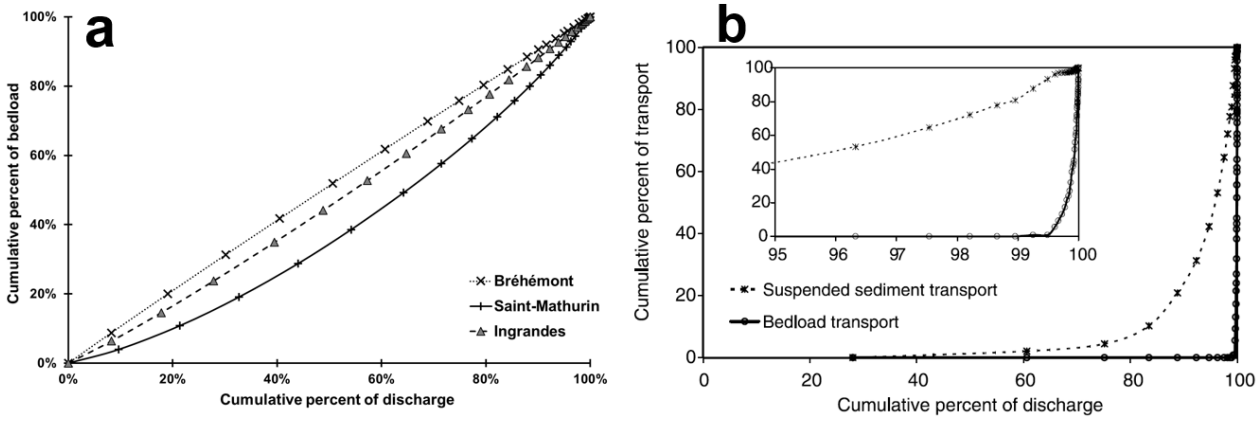


Figure III.28 : Débits solides cumulés en fonction des débits liquides cumulés : a) sur la Loire, b) sur le Rio Cordon (rivière de montagne en Italie, Lenzi et al., 2006).

Enfin, le calcul du cumul de la contribution de chaque classe de débit liquide au débit solide permet d'estimer un débit solide annuel caractéristique de la période analysée (Table III.2, 1990-2020). A Saint-Mathurin-sur-Loire, le taux de transport annuel moyen sur cette période est d'environ 310 000 tonnes. Cette estimation décroit de l'amont vers l'aval avec près de 444 000 tonnes à Belleville-sur-Loire, 406 000 tonnes à Bréhémont et 218 000 tonnes à Ingrandes-Fresne-sur-Loire (Figure III.27 et Table III.2). Le débit solide annuel spécifique en un point donné du bassin versant permet d'exprimer le débit solide annuel rapporté à la surface de bassin versant drainée en ce point. La décroissance des flux vers l'aval se traduit par une décroissance des flux spécifiques.

Table III.2 : Valeurs du charriage annuel et du charriage annuel spécifique déterminées sur la période 1990-2020 à partir des lois de tarages solide pour 4 sites de la Loire.

	Charriage annuel ($t.an^{-1}$)	**Charriage annuel spécifique** ($t.km^{-2}.\ an^{-1}$)
Belleville-sur-Loire	444 000	13,6
Bréhémont	406 000	7,2
Saint-Mathurin-sur-Loire	310 000	3,8
Ingrandes-Fresne-sur-Loire	218 000	2,0

Cette décroissance des flux vers l'aval peut être expliquée par la décroissance de la capacité de transport dans la même direction. Si l'on considère la diminution de la pente du chenal vers l'aval et l'augmentation de la largeur (Latapie et al., 2014), la capacité de transport diminue également vers l'aval malgré la décroissance de la taille médiane des grains qui composent le lit. Ce phénomène est illustré par la Figure III.29 qui montre un ratio de la contrainte efficace sur la contrainte critique qui décroit entre l'unité 3 et l'unité 4 à mesure que le ratio entre la largeur du

chenal et la hauteur d'eau augmente (sens amont-aval de l'unité 1 à l'unité 4). La contrainte efficace est la part de la contrainte totale responsable du transport de sédiment, une part de cette contrainte étant dissipée par la friction due aux grains (*skin friction*), la friction due à la présence de formes du lit (*bedform roughness*) et la friction due aux irrégularités du chenal (méandres). Dans l'exemple présenté ici (Figure III.29), elle n'est pondérée que par la friction de grain (Latapie et al., 2014), cependant elle présente des valeurs supérieures à la contrainte critique de mise en mouvement sur tous les secteurs considérés.

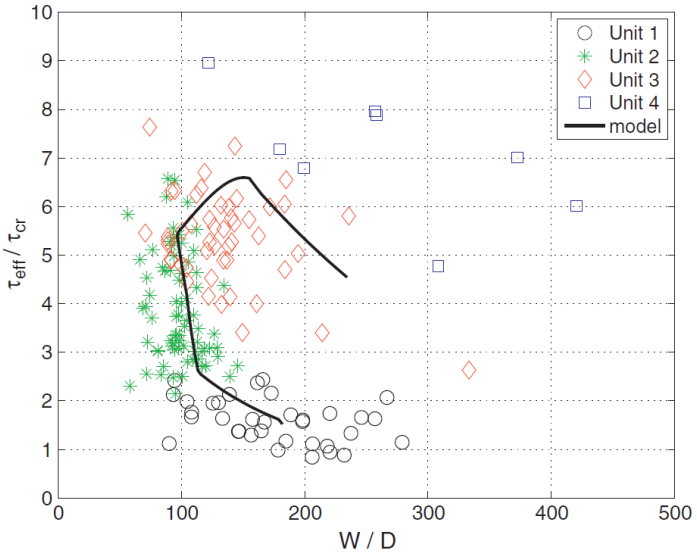


Figure III.29 : Evolution du ratio de la contrainte efficace sur la contrainte critique en fonction de l'évolution du ratio de la largeur du chenal et de la hauteur d'eau pour la crue biennale. Les 4 unités représentent une sectorisation de la Loire en tronçons homogènes (secteurs 1 à 4, d'amont vers l'aval), d'après Latapie et al. (2014).

Cependant, les relations de tarage établies par des mesures *in-situ* reflètent les conditions locales de l'écoulement. Aussi, la configuration morphologique du site de mesure doit avoir une influence non négligeable sur les taux de transport mesurés et il devient complexe d'extrapoler les conclusions tirées en un point donné vers l'aval ou vers l'amont. Par exemple, le site de Bréhémont présente une morphologie en rétrécissement/élargissement. Cette configuration doit avoir pour effet la concentration des écoulements et donc l'augmentation de la capacité de transport. Au contraire, le site de Saint-Mathurin-sur-Loire est relativement rectiligne et très large, ce qui conduit à une diminution des hauteurs d'eau et des contraintes et donc une capacité de transport plus faible. De même, l'établissement de ces lois de tarage est diachronique et fonction de l'hydrologie qui régnait au moment des mesures. Il est également difficile de comparer deux

sites de mesures sans prendre en considération le stockage et/ou l'érosion de sédiments qui peut s'opérer sur le tronçon qui sépare ces deux sites (Exner, 1925).

Les mesures à venir devraient donc être réalisées sur des sites dont la configuration morphologique est similaire et simple afin de faciliter la comparaison amont/aval des lois de tarage. La multiplication des sites permettrait également de valider l'hypothèse de décroissance de la capacité de transport vers l'aval malgré la diminution de la taille des sédiments. La pression d'échantillonnage est un facteur important pour représenter au mieux l'évolution des taux de transport sur une section. La variabilité du transport solide ne peut être appréhendée qu'à partir d'un plan d'échantillonnage fin. Cependant, les conditions de mesure sur le terrain rendent difficile la réalisation de plus de 4 points de mesure (BTMA) dans une journée sans affecter la représentativité statistique des prélèvements (réduction du nombre de prélèvements comme sur la Figure III.11k avec 10 échantillons par point de mesure). Ces difficultés et la lourdeur de mise en œuvre des mesures par échantillonneurs nous ont amené à envisager d'autres méthodes de mesures moins chronophages. Différentes méthodes de quantification du charriage ont donc été comparées dans la suite de ce manuscrit pour optimiser ces suivis ; les techniques acoustiques (actives et passives) constituent, à cet égard, une voie prometteuse.

La mesure des flux de sédiments est une tache fastidieuse qui nécessite la mobilisation d'un grand nombre de personnes et de matériels durant de longues périodes et généralement lors de conditions météorologiques et hydrologiques difficiles, voir périlleuses. Les échantillonneurs de la charge de fond (BTMA) ont permis l'estimation des flux de charriage sur une section de jaugeage définie en amont du bief estuarien de la Loire. Cette méthode a été définie comme la méthode de référence, malgré ses limites, pour la comparaison des flux de charriage puisqu'elle représente la seule mesure directe du charriage. Ces flux se sont révélés fortement influencés par la présence des barres sédimentaires. Les flux ont également été estimés à l'aide des dunes qui se développent sur les barres sédimentaires et dans les chenaux adjacents. Cette méthode (*dune tracking*), a montré certaines limites puisqu'elle nécessite la présence de dunes qui deviennent plus rares pour les faibles niveaux d'eau. Or, dans une rivière sablo-graveleuse comme la Loire, le transite des sédiments par charriage peut être actif pour des contraintes hydrauliques faibles. De plus, les échantillonneurs intègrent une variabilité spatio-temporelle du transport solide en répétant les mesures en un point donné. De par sa mise en œuvre, la méthode de *dune tracking* intègre une variabilité spatiale plus grande qui ne reflète pas forcement les conditions de transport mesurées par les échantillonneurs. La comparaison avec la méthode de référence peut donc s'avérer périlleuse surtout en présence de macroformes à proximité de la section jaugée. Les campagnes de mesures ont permis l'élaboration d'une courbe de tarage solide sur le site d'étude de Saint-Mathurin-sur-Loire qui a été comparée à d'autres disponibles sur le bassin, dont celle de Claude (2012) proposée pour le site de Bréhémont. Bien qu'elle n'intègre pas tous les processus physique liés au transport des sédiments (hystérèses), elle permet, sur la base d'une chronique de débit, d'estimer des flux annuels de la charge de fond dont l'ordre de grandeur semble cohérent avec les estimations réalisées par le passé. En parallèle des mesures réalisées sur la Loire, la Maine a fait l'objet d'investigations afin de tenter d'estimer un flux global à l'entrée du bief estuarien de la Loire. Ces estimations viennent alimenter les gestionnaires du fleuve dans le contexte d'un projet de rééquilibrage du lit du même secteur. La chaîne de mesure du transport solide de l'Université de Tours est un dispositif peu commun dans le milieu de la recherche. Bien qu'opérationnel, la volonté d'améliorer et d'actualiser ce dispositif anime l'équipe de chercheurs en place. Dans ce contexte, nous avons souhaité investiguer le potentiel des outils acoustiques (aDcp et hydrophone) pour la mesure indirecte du charriage.

En parallèle des méthodes classiquement employées pour la quantification de la charge de fond dans les grands cours d'eau sablo-graveleux, nous avons utilisé ces mesures pour calibrer des appareils qui permettent la mesure indirecte du charriage. L'utilisation des méthodes acoustiques actives et passives constitue, à notre connaissance, un premier essai sur le bassin de la Loire abordé au travers d'un article publié dans le journal à comité de lecture international *Earth Surface Dynamics.* Les résultats obtenus avec la méthode de l'hydrophone ont également conduit à réaliser des investigations supplémentaires qui viennent conclure ce chapitre.

Chapitre IV.

Apports des méthodes acoustiques pour la quantification de la charge de fond dans un grand cours d'eau sablo-graveleux

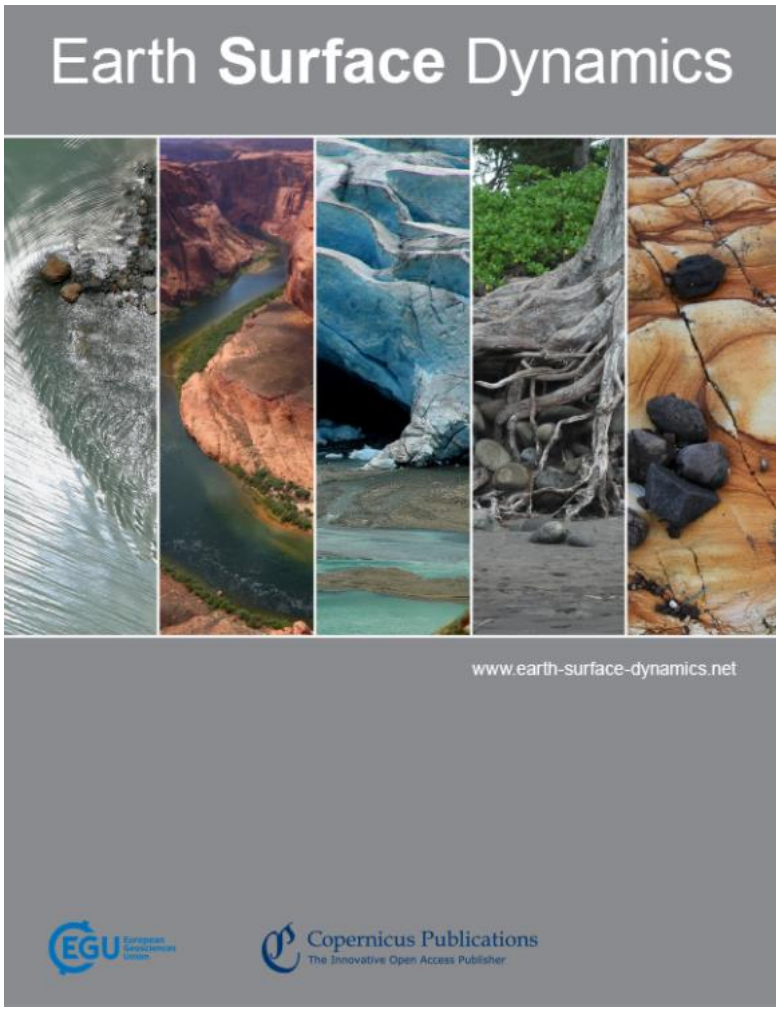


IV.1. Relevance of acoustic methods to quantify bedload transport and bedform dynamics in a large sandy-gravel bed river

Jules Le Guern[1], Stéphane Rodrigues[1,2], Thomas Geay[3], Sébastien Zanker[4], Alexandre Hauet[4], Pablo Tassi[5,6], Nicolas Claude[5,8], Philippe Jugé[7], Antoine Duperray[1], Louis Vervynck[1].

[1]UMR CNRS CITERES, University of Tours, France.
[2]Graduate School of Engineering Polytech Tours, University of Tours, France.
[3]BURGEAP R&D, Grenoble, France.
[4]EDF, Division Technique Générale, Grenoble, France.
[5]EDF R&D – National Laboratory for Hydraulics and Environment (LNHE), Chatou, France.
[6]Saint-Venant Laboratory for Hydraulics, Chatou, France.
[7]CETU Elmis Ingénieries, University of Tours, Chinon, France.
[8]EDF, Centre Ingénierie Hydraulique, La Motte Servolex, France.

Correspondence to: Jules Le Guern (leguern@univ-tours.fr).



Abstract

Despite the inherent difficulties in quantifying its value, bedload transport is essential for understanding fluvial systems. In this study, we assessed different indirect bedload measurement techniques with a reference direct bedload measurement in a reach of a large sandy-gravel bed river. Acoustic Doppler Current Profiler (aDcp), Dune Tracking Method (DTM) and hydrophone measurement techniques were used to determine bedload transport rates by using calibration with the reference method or by using empirical formulas. This study is the first work which attempted to use a hydrophone to quantify bedload rates in a large sandy-gravel bed river. Results show that the hydrophone is the most efficient and accurate method for determining bedload fluxes in the Loire River. Although further work is needed to identify the parameters controlling sediment self-generated noise, the calibration procedure adopted in this study allows a satisfactory estimation of bedload transport rates. Moreover, aDcp and hydrophone measurement techniques are accurate enough to quantify bedload variations associated with dune migration.

IV.1.1. Introduction

Worldwide, rivers are in crisis (Vörösmarty et al., 2010). While changes in flow characteristics and fragmentation are well known (Grill et al., 2019), the impacts of human activities on the sediment budgets are yet underrepresented (Kondolf et al., 2018). The quantification of bedload transport is a key element to understand, manage and restore the physical and ecological functioning of fluvial systems. It is a prerequisite to an accurate estimation of global sediment budgets delivered by rivers to oceans (Syvitski and Milliman, 2007), to better understand bedform dynamics in river channels (Best, 1988; Bertoldi et al., 2009; Claude et al., 2014; Rodrigues et al., 2015) and to reproduce satisfactorily morphodynamic processes with numerical modelling (Mendoza et al. 2017; Cordier et al., 2020).

However, in large rivers, this parameter remains difficult to estimate mainly due to human and material resources required to collect accurate measurements. Among the available tools, indirect measurement techniques are promising alternatives to direct measurements that are often cumbersome to implement, and can be time-consuming and perilous (Gray et al., 2010). Since the 2000s, numerous studies have been carried out to process the signal captured by acoustic Doppler current profilers (aDcp) as a tool for determining the apparent bedload velocity (Rennie et al., 2002; Rennie and Villard, 2004; Rennie and Millar, 2004; Kostaschuk et al., 2005; Villard et al., 2005; Gaeuman and Jacobson 2006; 2007; Holmes et al., 2010; Ramooz and Rennie, 2010;

Latosinski et al., 2017; Conevski et al., 2019; Conevski et al., 2020a). The use of passive acoustic instruments has also been widely used to quantify bedload transport. Even though these latter techniques have been developed through the application of measurement tools such as geophones or hydrophones, their domain of applicability is restricted to the study of rivers with coarse sediments (Barton et al., 2010; Hilldale et al., 2014; Marineau et al., 2016; Geay et al., 2017). This study aims to develop the use of passive acoustic technique in large sandy-gravel bed rivers for quantifying bedload rates and bedforms dynamics.

In sandy-gravel bed rivers, the presence of bedforms is generally used to indirectly estimate bedload transport (Simons et al., 1965). Single beam (Peters, 1978; Engel and Lau, 1980) or multibeam echosounders (Nittrouer et al., 2008; Leary and Buscombe, 2020) are tools usually adopted to determine morphological parameters (such as bedform height, wavelength and celerity) or to estimate sediment budget (Frings et al., 2014). These bathymetrical surveys are often carried out simultaneously with sediment sampler measurements (Gaeuman and Jacobson, 2007; Claude et al., 2012) to calibrate the signal with a direct reference although the latter are intrusive and characterized by a low spatial representativeness. These drawbacks can therefore limit the applicability of these measurement techniques, in particular for large lowland rivers.

In this work, we compare the efficiency of active and passive acoustic techniques to quantify bedload transport. The investigation took place in a reach of the Loire River (France), which is characterized by a sandy gravel bed evolving through bars and superimposed dunes migration (Le Guern et al., 2019b). The main objectives of this study were: 1) to compare indirect methods for estimating bedload with bedload estimates based on physical samples; 2) to estimate the accuracy of acoustic methods to measure cross sectional variations of bedload fluxes for various discharge conditions; and 3) to investigate the capabilities of hydrophones and aDcps at capturing bedload variations along bedforms.

IV.1.2. Study site

The study site is located near Saint-Mathurin-sur-Loire, in the lower reach of the Loire River (France), approximately 150 km upstream of the mouth of the Loire River. The study reach is 2.5 km long, 500 m wide, nearly straight, with a bed slope of 0.02 % (Figure IV.1). During this work we measured the grain size distribution and flow characteristics at different locations along a cross section (Figure IV.1). The riverbed is composed of a mixture of siliceous sands and gravels with a median diameter (D_{50}) of 0.9 mm. The D_{50} varies between 0.3 and 3.1 mm with a standard

deviation of 0.4 mm. The 90th percentile of the sediment grain size distribution (D_{90}) is variable with a median value of 3.3 mm varying from 0.5 to 15.7 mm. Hydraulic conditions varied according to discharge between 0.5 and 5.4 m for the water depth, and between 0.2 and 1.4 m.s^{-1} for the water velocity (median water depth and water velocity are 1.9 m and 0.9 m.s^{-1}, respectively). The width-to-depth ratio ranges from 120 to 550 depending on discharge variations. The mean annual discharge at the Saumur gauging station (approx. 30 km upstream) is 680 m^3.s^{-1}, with a 2-years flood of 2700 m^3.s^{-1}. Surveys were conducted during various hydrological conditions, with flow discharges ranging from 200 to 2400 m^3.s^{-1} (Figure IV.2a).

Bars are characterized by an average wavelength of 1300 m, corresponding to approximately three times the channel width. The mean bar height is 1.5 m. At submerged conditions, bars can migrate with a celerity of 0.5 to 2 meters per day. During floods, the bar celerity can increase up to 4 meters per day (Le Guern et al., 2019a). During floods, dunes are superimposed on bars, whose height, wavelength and mean celerity are approximately 0.3 m, 4.4 m and 32 meters per day, respectively.

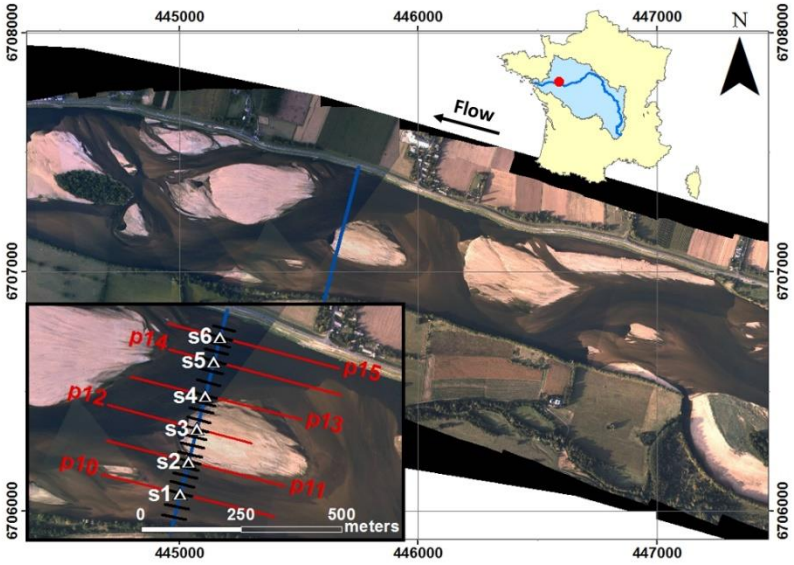


Figure IV.1: Aerial photographs of the study site in 2017 (courtesy of Dimitri Lague, University of Rennes, France) with location of sampling points (white triangles) on the sediment transport gauging cross section (blue line), bathymetric profiles (red lines) and hydrophone drifts (black lines).

IV.1.3. Materials and methods

Direct measurements of bedload sediment transport rates were performed using pressure-difference samplers. This conventional approach was used to evaluate three indirect acoustic

methods: the apparent bedload velocity assessed from aDcp measurements, the dune tracking method (DTM) inferred using single-beam echosounding, and the self-generated noise (SGN) of sediments measured using a hydrophone. A total of 72 surveys were performed from October 2016 to May 2020 (discharge ranging between 210 $m^3.s^{-1}$ and 2290 $m^3.s^{-1}$) including 43 surveys with bedload samplers presented on Figure IV.2a (Appendix A).

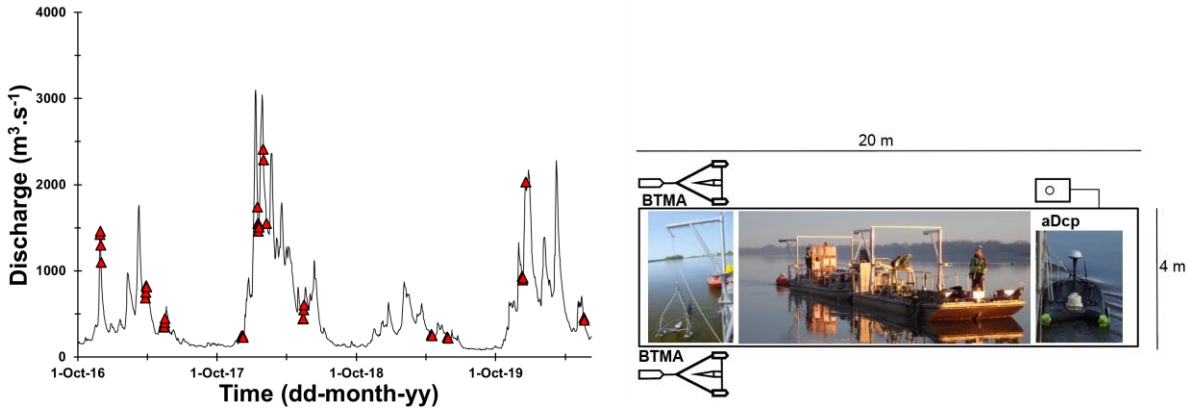


Figure IV.2: (a) Distribution of bedload sampling surveys along the hydrograph of Saumur gauging station located about 30 km upstream the study site. (b), Scheme of the main boat and disposition of monitoring facilities. Bedload Transport Meter Arnheim (BTMA) samplers; Acoustic Doppler Current Profiler (aDcp).

IV.1.3.1. Bedload rates obtained using pressure-difference samplers

Bedload transport rates were measured using two synchronized Bedload Transport Meter Arnheim (BTMA) samplers, consisting of a sampling basket mounted on a frame. The sampling baskets have a rectangular mouth of 0.05 m high and 0.085 m wide. Complete description of the sampler can be found in de Vries (1979) or in Eijkelkamp (2003). Devices were mounted on a 20 meter-long boat stabilized using two anchors (Figure IV.2b). These two samplers were deployed on 6 sampling points (S1 to S6) distributed along a cross section (Figure IV.1). At each sampling point, 10 samples were collected with each BTMA (20 in total) and volumes of each samples were measured *in situ* with a graduated cone (Imhoff cone). Collected volumes were integrated over at least 2 minutes. All samples volumes from each BTMA were merged for sieving analysis (leading to 2 sediment samples per sampling point; one for each BTMA). Then, the average volume of caught sediments from the 2 BTMAs was computed and converted into instantaneous unit bedload rates as follow:

$$q_s BTMA = \frac{V}{b}\ \alpha\ \varepsilon\ \rho_s \times 10^3 \qquad \textbf{Eq. IV.1}$$

where q_sBTMA is the unit bedload transport rate (g.s^{-1}.m^{-1}), α is the trap efficiency factor based on calibration (α=2), V is the mean volume of the instantaneous sediment catch (m^3.s^{-1}), b is instrument's mouth width ($b = 0.085\ m$), ρ_s is the sediment density (2650 kg.m^{-3}) and ε is the volumetric sediment concentration (assumed to be equal to 0.65). Suggested values of α and b were adopted from Boiten (2003) which mentioned that the trap efficiency factor does not include the possible losses of sediment finer than 0.3 mm (mesh size opening). Sampler positions and sampling quality were controlled by using two cameras mounted on the BTMAs but records during flood events were unusable. The increase of the water depth limits the light at the bottom of the water column and the addition of a mounted light did not improve the visibility because of particles in suspension. Sediment samples were analysed using the standard sieving technique (Folk and Ward, 1957) to determine the grain size distribution (GSD) using the tool "GRADISTAT" developed by Blott and Pye (2001). Uncertainties associated to the estimation of the unit bedload were calculated following Frings and Vollmer (2017).

IV.1.3.2. Apparent bedload velocity from aDcp

Simultaneously with the BTMA measurements, an aDcp was installed on the boat (Figure IV.2b). Measurements were performed using a Sontek Riversurveyor M9 (bi-frequency, 1 and 3 MHz) or a Teledyne RD Instruments Rio Grande (1.2 MHz). The sampling time needed to get a stable apparent velocity is in the range of 3 min for the case without bedforms (Conevski et al., 2019) and 25 min (Rennie et al., 2002). In our study the sampling time was between 5 and 190 minutes. The aDcp was coupled with a RTK GPS Magellan ProFlex 500 receiving position corrections via the Teria network (centimeter level accuracy). The aDcp measurement allowed the use of both empirical approach and calibration approach for comparison with sediment sampler measurements. The apparent bedload velocity V_a was estimated from the bottom tracking signal, allowing the identification and the position of the river bed. In case of a mobile bed, the Doppler shift of the backscattered acoustic pulse of the bottom track depends on the boat velocity and to the bed velocity. According to Rennie et al. (2002), the apparent bedload velocity can be estimated using:

$$V_a = V_{GPS} - V_{BT} \qquad \textbf{Eq. IV.2}$$

where V_{GPS} and V_{BT} are the boat velocity according to GPS reference and bottom track respectively. Even if the boat was anchored, the GPS signal was used in the Eq. IV.2 to correct apparent bedload velocity from small lateral displacements observed. When the GPS signal was

poor or missing, V_{GPS} was considered as null and V_a resulted only from the bottom track signal V_{BT} (representing 15% of the dataset). Following Jamieson et al. (2011), the apparent velocity V_a was calculated for the North and East velocity components (respectively $\overrightarrow{V_{aE}}$ and $\overrightarrow{V_{aN}}$), limiting the over estimation especially in areas where inconsistent directions and low magnitudes of bedload velocity were found: $V_a = \sqrt{\overrightarrow{V_{aE}^2} + \overrightarrow{V_{aN}^2}}$.

To avoid compass and GPS issues, and to eliminate the effect of residual lateral displacement of the anchored boat, the apparent bedload velocity was projected onto the flow direction using:

$$V_{a\,proj} = V_a \,.\, \cos\left(\frac{w_{dir\,BT} - b_{dir\,BT}}{180} \,.\, \pi\right) \quad \textbf{Eq. IV.3}$$

with $w_{dir\,BT}$ the flow direction with bottom track reference and $b_{dir\,BT}$ the boat direction with the bottom track reference (in degree). Eq. IV.2 gives a value of apparent bedload transport velocity for each time step (approximately equal to 1 s) that was averaged to obtain a value for each sampling point. This method assumes that bedload is orientated in the same direction as the main flow. According to Rennie et al. (2002), the bedload transport rate per unit width ($q_s ADCP$, g.s^{-1}.m^{-1}) can be computed from two different kinematic models, the first of which is:

$$q_s ADCP = \frac{4}{3} \rho_s \, d_r \, V_{a\,proj} \times 10^3 \quad \textbf{Eq. IV.4}$$

where $d_r = D_{50}/2$ is the particle radius, D_{50} is the median sediment diameter (m), ρ_s is the sediment density (2650 kg.m^{-3}). In this model, it is assumed the maximum bedload thickness is a single particle. The second model is:

$$q_s ADCP = V_{a\,proj} \; d_s \, c_b \, \rho_s \quad \textbf{Eq. IV.5}$$

where c_b is the concentration of the active transport layer considered as the saltation height (van Rijn, 1984a), and the van Rijn (1984a) formulation was adopted to compute the active layer thickness (d_s) as a function of the hydraulic condition and sediment grain size:

$$d_s = 0.3 \, D_*^{0.7} \, T^{0.5} \, D_{50} \quad \textbf{Eq. IV.6}$$

$$c_b = 0.18 \, \frac{T}{D*} \, c_0 \quad \textbf{Eq. IV.7}$$

$$T = \frac{(u_*')^2 - (u_{*cr})^2}{(u_{*cr})^2} \quad \textbf{Eq. IV.8}$$

$$u_*' = \frac{\bar{u}}{5.75 \log\left(\frac{12d}{3D_{90}}\right)} \quad \textbf{Eq. IV.9}$$

where c_0 is the maximum bedload concentration (0.65), T is the transport stage parameter that reflects the sediment mobility, u'_* is the bed shear velocity related to the grain (m.s^{-1}), d is the mean water depth (m), $\bar{u}$ is the mean flow velocity measured from the aDcp (m.s^{-1}) and u_{*cr} is the critical bed shear velocity (m.s^{-1}) calculated from the Shields curve (van Rijn, 1984a) and function of grain size through the scaled particle parameter D_*:

$$D_* = D_{50}\left[\frac{(s\text{-}1)g}{\nu^2}\right]^{\frac{1}{3}} \quad \textbf{Eq. IV.10}$$

where g is the acceleration of the gravity (m.s^{-2}), ν is the kinematic viscosity (m^2.s^{-1}) and s the sediment density ratio. For the range of grain size of this study, u_{*cr} is computed as follows:

$$10<D_*\leq 20;\ u_{*cr} = \left[0.04\, D_*^{-0.1}(s\text{-}1)gD_{50}\right]^{0.5} \quad \textbf{Eq. IV.11}$$

$$20<D_*\leq 150;\ u_{*cr} = \left[0.013\, D_*^{0.29}(s\text{-}1)gD_{50}\right]^{0.5} \quad \textbf{Eq. IV.12}$$

In order to evaluate the sensibility of the apparent bedload post-processing, the two kinematic models (Eq. IV.4 and Eq. IV.5) were tested using raw apparent bedload velocity (V_a) and projected apparent bedload velocity ($V_{a\,proj}$).

To assess the capability of the aDcp to detect bedforms through the evolution of apparent bedload velocity, 3 surveys were conducted by positioning the aDcp 0.6 m above the river bed. This experimental scheme was adopted to avoid lateral movements of the boat, to be as close as possible to the river bed, and to reduce the space between beams. This configuration permitted us to fix the footprint for each beam to about 0.0046 m² and a distance of 0.56 m between opposed beams. This allowed us to describe the apparent bedload velocity with a finer accuracy especially in the presence of bedforms of 0.2 m height and 3.9 m long (in average). These surveys were performed for several hours (from 2.1 h to 4.7 h) to capture the migration of more than one dune lee side passing under the device. The value of apparent bedload velocity was smoothed by using a moving windows with an average of 500 points (approximately 500 seconds) to remove the outliers from the raw dataset. In the present study, all negative values were excluded from the comparison with BTMA measurements (16% of apparent velocity values).

IV.1.3.3. Bathymetrical echosounding and dune tracking method

A single beam echosounder Tritech PA500 (0.5 kHz) coupled with a RTK GPS LEICA Viva GS25 was used for high-frequency bathymetric surveys to determine bar and dune

morphodynamics along 6 longitudinal profiles (about 400 m long) centred on sampling points indicated in Figure IV.1. Dune height (H_D) and wavelength (L_D) were estimated using the Bedform Tracking Tool (BTT) based on the zero-crossing method (van der Mark and Blom, 2007). Dune celerity (C_D) was estimated with the Dune Tracking Method (DTM, Simons et al., 1965; Engel and Lau, 1980) following the dune crests between two subsequent bathymetric surveys for a mean interval time equal to 40 minutes. The interval time needs to be adjusted with discharge because of the dune celerity variation from one survey to another. The determination of a proxy to evaluate sediment transport directly from DTM measurements is difficult because dune migration is function of several parameters. A semi-empirical equation that accounts for these parameters was used to compare bedload transport rates with the reference measurement. The computed dune parameters were used to calculate the unit bedload transport rate (q_sDTM, g.s^{-1}.m^{-1}) using the formula by Simons et al. (1965):

$$q_sDTM=(1-\lambda)\,\rho_s\,H_D\,C_D\,\beta\times 10^3 \qquad \textbf{Eq. IV.13}$$

where H_D is the mean dune height along the profile (m), C_D is the median dune celerity (m.s^{-1}) and β is the bedload discharge coefficient equal to 0.5 for a perfect triangular dune shape. The β coefficient neglects the volume of bypassing material from previous dunes or exchanges between bedload and suspended load (Wilbers, 2004). Due to its large variability (van den Berg, 1987; Ten Brinke et al., 1999; Wilbers, 2004), the sensibility of the bedload transport rate was assessed for β=[0.33; 0.57], as proposed by Engel and Lau (1980) and Wilbers (2004). Considering the accuracy of the bathymetrical echosounding relative to the dune size, the sinuosity of dune crests, and the representativeness of dune celerity, only profiles with a mean dune height greater than 0.1 m and more than 10 dunes were considered.

IV.1.3.4. Hydrophone and acoustic power

Passive acoustic monitoring was performed with a Teledyne RESON Hydrophone TC4014-5 (sensitivity of -180 dB) plugged into an EA-SDA14 card from RTSYS Company. This device has a large frequency range from 0.015 to 480 kHz, with a linear response until 250 kHz (±3dB). The beam-pattern of the hydrophone is omnidirectional. The hydrophone has been deployed following the protocol proposed by Geay et al. (2020). Longitudinal profiles were defined on the sediment transport sampling section (22 see Figure IV.1). The boat was positioned upstream of the sediment transport gauging section and left adrift at flow velocity. Depending on the water depth, the hydrophone was installed at a constant depth between 0.4 and 0.7 m below the water surface.

Data acquisition was stopped after the boat crossed the sediment transport gauging section. The drift duration ranged between 15 to 140 seconds, depending on the flow velocity (mean time of 31 s). For each drift, a spectral probability density (SPD) was computed (Merchant et al., 2013). Then, a median Power Spectral Density (PSD) was computed as proposed by Geay et al. (2017). Median PSD are preferred to mean PSD as it filters out anomalous acoustic events such as the hydrophone impinging the riverbed. The acoustic power (P) for each drift was computed by integrating the median PSD over a range of frequency comprised between f_{min} (15 kHz) and f_{max} (350 kHz) (Geay et al., 2020):

$$P = \int_{f_{min}}^{f_{max}} PSD(f)\, df \qquad \textbf{Eq. IV.14}$$

The minimum frequency was chosen to avoid hydrodynamic and engine noises, while the maximum frequency was set by the upper limit frequency of the device and was adjusted related to PSD. Finally, the nearest hydrophone drift for each BTMA sampling point was selected. Hydrophone drifts and sampler measurements were not synchronized. Several tests were carried out to ensure that these acoustic power variations were not related to the distance between the hydrophone and the river bed. As no theoretical expression has been developed to estimate bedload rates from hydrophone measurements, only the calibration approach was implemented.

IV.1.4. Results

IV.1.4.1. Comparison between acoustics and direct bedload transport rate measurements

The BTMA dataset is composed of 135 unit bedload rates calculated from 2628 individual sediment samples. This dataset represents an average of 19 samples on each sampling point to compute unit bedload rates (minimum of 5 and maximum of 57 samples). Bedload rates measured using the BTMAs ranged between 0.01 and 268 $g.s^{-1}.m^{-1}$. The standard deviation of unit bedload rates increased with discharge with a mean value of 33 $g.s^{-1}.m^{-1}$. This illustrates the spatio-temporal variability of sediment transport induced by bedform migration.

The aDcp dataset is composed of 96 simultaneous measurements of apparent bedload velocity and BTMA samplings (Figure IV.3 and Appendix B). The mean apparent bedload velocity is 0.02 $m.s^{-1}$ and the maximum value was 0.11 $m.s^{-1}$. A Reduced Major Axis (RMA) regression has been computed between these two variables with a coefficient of determination (COD) R^2 equal to 0.51:

$$q_s = 1456\,V_a - 2.44; \qquad \textbf{Eq. IV.15}$$

As shown in Figure IV.3, this site-specific calibration procedure at a reach of the Loire River is consistent with the dataset already published on several world large rivers (Rennie et al., 2017).

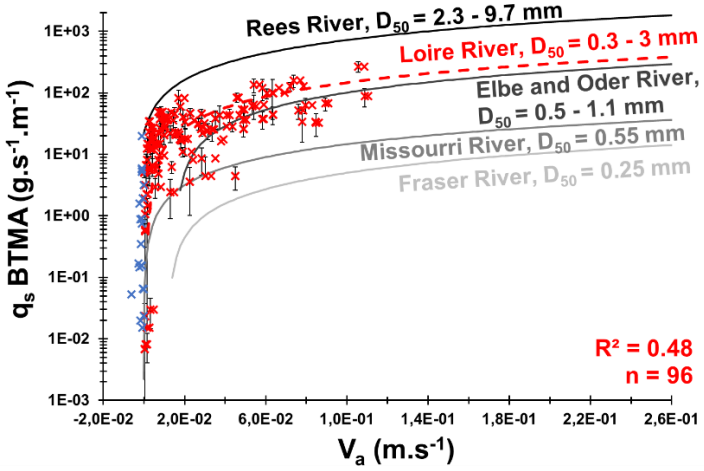


Figure IV.3: Unit bedload transport rates measured with BTMA samplers as a function of the apparent bedload velocity measured with aDcp. Red dashed line represents the RMA regression of the Loire River. Comparison with other site-specific calibration curves (Conevski et al., 2020a; Rennie et al. 2017). Blue marks represent negative apparent bedload velocity values excluded from this regression.

To evaluate the accuracy of a method against a reference, the discrepancy ratio is classically employed in the literature (van Rijn, 1984a; van den Berg, 1987; Batalla, 1997) and is defined as the ratio between the bedload rate estimated with the indirect method and the bedload rate using BTMA. Computed bedload layer volume concentration (Eq. IV.7) varies between 0.005 and 0.1 (0.03 in average). Bedload layer thickness (d_s) (Eq. IV.6) ranges between $1D_{50}$ and $7D_{50}$ ($5D_{50}$ in average). Bedload rates computed using Eq. IV.5 underestimate BTMA bedload rates with only 24% of the dataset with a discrepancy ratio between 0.5 and 2 (Figure IV.4b). By considering apparent bedload velocity without projection onto the flow direction, the kinematic model (Eq. IV.5) estimates satisfactorily BTMA bedload rates with 41% of the dataset with a discrepancy ratio between 0.5 and 2. Conversely, using raw apparent bedload velocity in Eq. IV.4, leads to only 33% of the dataset varying with a factor of 2 against 54% with projected V_a (Figure IV.4a). According to these results, Eq. IV.4 better describes the sampler bedload rates with projected apparent bedload velocity whereas raw apparent bedload velocity are preferred with Eq. IV.5. Some outlier data are observed for BTMA bedload discharge lower than 0.1 $g.s^{-1}.m^{-1}$. These points correspond to low flow conditions for which bedload samplers could under-estimate bedload fluxes (gap between the sampler mouth and the riverbed).

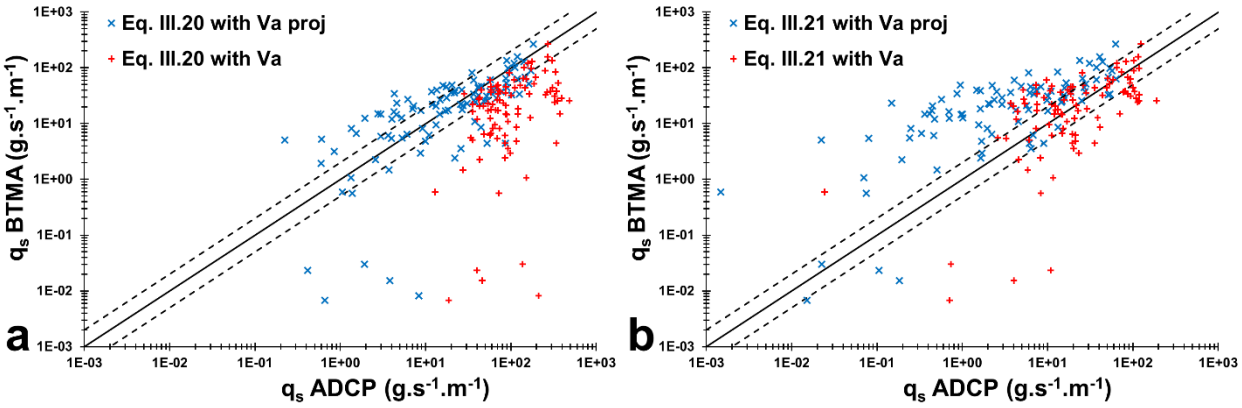


Figure IV.4: log/log correlation between bedload rates measured with BTMA sampler and calculated using a) Eq. IV.4 and; b) Eq. IV.5. Solid black line represents the perfect correlation and dashed black lines represents a factor of 2 above and below the perfect correlation.

It appears difficult to estimate bedload rates only from dune celerity by assuming a direct relation between dune celerity and bedload transport rates measured with BTMA. Estimation of bedload transport rates from dune morphology has been performed by using empirical formula of Simons et al. (1965) (Eq. IV.13). The dataset is composed of 49 DTM profiles with associated BTMA samples (Appendix C). The mean dune height and length vary from 0.1 to 0.5 m, and 1.3 to 12 m, respectively. The median dune celerity varies between 13 and 61 m.d^{-1}. According to Figure IV.5a, bedload rates estimated with a discharge coefficient β = 0.33 are in agreement with BTMA bedload rates with 67% of values in a factor of 2 of the perfect correlation compared with 49% of values for a discharge coefficient of 0.57 (Fig.5a). The definition of the discharge coefficient proposed by Engel and Lau (1980) is better adapted for the observed dune shapes found in the Loire River which are characterized by mean steepness (H_D/L_D) approximately equal to 0.05 (in line with other observations on the Loire River, Claude et al., 2012; Rodrigues et al., 2015; Wintenberger et al., 2015b).

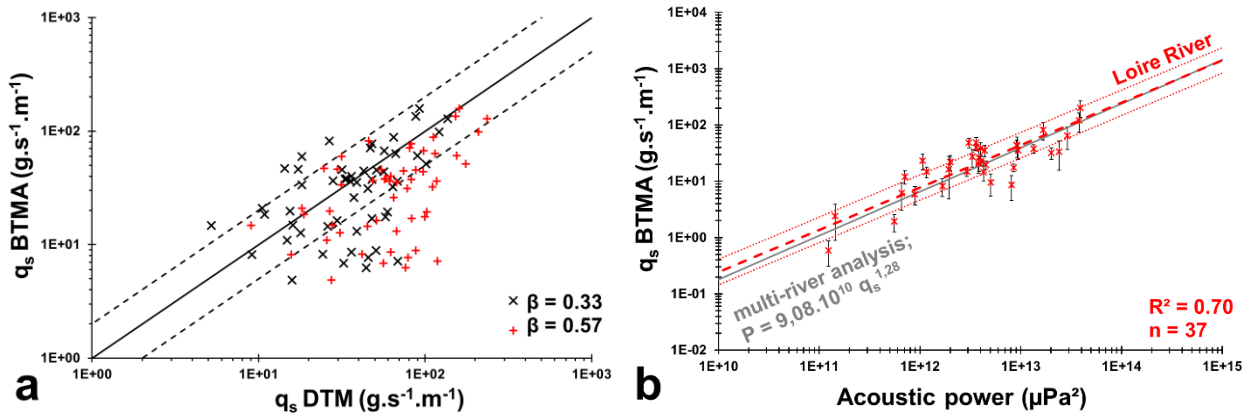


Figure IV.5: a), log/log correlation between bedload rates measured with BTMA samplers and bedload rates calculated using Eq. IV.13. Solid black line represents the perfect correlation and dashed black lines represents a factor 2 of the perfect correlation. b), unit bedload rates measured with BTMA samplers as a function of acoustic power measured with hydrophone. Dashed red lines represents the RMA regression with envelopes curves of a factor 2 of the bedload rates. Comparison with Geay et al. (2020).

Even if the statistical representativeness is lower than other methods (n=37, Appendix D), the RMA regression between the acoustic power and BTMA sampling is better (R^2=0.70) and 60% of values vary between a factor 2 (Figure IV.5b). As a consequence, a new equation to estimate sediment transport from acoustic power is proposed:

$$P = 6.6 \times 10^{10}\, q_s^{1.32} \qquad \textbf{Eq. IV.16}$$

This calibration curve is similar to observations performed by Geay et al. (2020) on 14 study sites distributed on 11 different rivers despite the use of different instruments (sampler and hydrophone) and the integration of median PSD over a wider range of frequency in the present study. Moreover, the median PSD differ from the Isère River (Petrut et al., 2018) and from Drau River (Geay et al., 2017). These rivers are characterised by coarser sediments (see Figure IV.6a) and the central frequency of the PSD decrease with an increasing D_{50}. These observations are in line with Thorne's (1986) theory. The central frequency of the median spectrum of the Loire River is approximately equal to 140 kHz. The frequency band of the bedload is shifted towards high frequencies due to finer grain size.

The acoustic power corresponding to the integration of the spectrum over a range of frequency is related to the grain size (Thorne, 1985) and sediment kinematics (Gimbert et al., 2019). To analyse the effect of sediment mobility on the acoustic power, the transport stage parameter (van Rijn, 1984a) is calculated. The power law adjusted between these two parameters provides evidence for a positive evolution of the acoustic power with sediment mobility (Figure IV.6b).

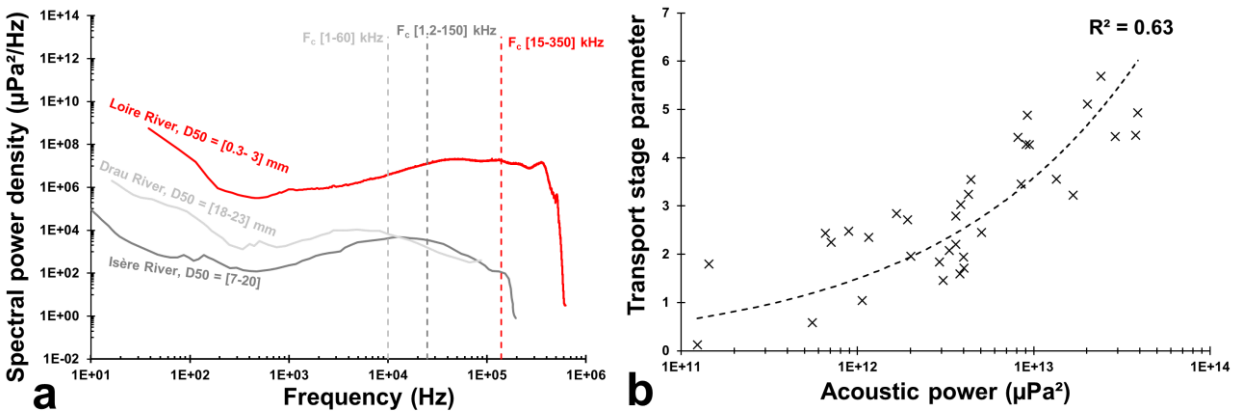


Figure IV.6: (a), Comparison of PSD from 3 rivers with varying D_{50} (PSD of the Drau River and the Isère River are extracted from a single measurement, PSD of the Loire River is the median PSD from 450 measurements). (b), transport stage parameter (from van Rijn, 1984a) as a function of acoustic power.

The comparison can be performed between indirect methods to discuss the acceptability of the BTMA reference. The apparent bedload velocity and the acoustic power are poorly correlated with mean dune morphological parameters (Table IV.1).

Table IV.1: Coefficient of determination (COD) between dune parameters and acoustic methods (log values).

	P	V_a	$q_{s\ BTMA}$	H_{dune}	C_{dune}
H_{dune}	0.20	0.27	0.16	-	-
C_{dune}	0.22	0.24	0.36	0.22	-

The apparent bedload velocity estimated by aDcp is the velocity of the top layer velocity or dynamical active layer (sediment being transported over a dune), whereas the dune celerity is the mobility of the exchange event active layer, according to Church and Haschenburger (2017). It must be noted that apparent bedload velocity is higher than dune celerity by a factor approximately equal to 100. On the other hand, the apparent bedload velocity is positively correlated with the acoustic power. The COD of the RMA regression is equal to 0.76 (Figure IV.7a).

Before focusing on the spatial distribution of unit bedload rates, total bedload rates are calculated by interpolating unit bedload rates between sampling points on the cross section for each method. The COD of the RMA regression established between BTMA bedload rates and water discharge is 0.71 (Figure IV.7b) with 77% of the values varying within a factor of 2. The dispersion of bedload rates is higher for low water discharge (less than the mean annual discharge

of 680 $m^3.s^{-1}$). Bedload rates are estimated from Eq. IV.13, Eq. IV.15 and Eq. IV.16, for the DTM, the aDcp and the hydrophone, respectively. Both the hydrophone and DTM bedload rates are less scattered with 96% of values with a discrepancy ratio between 0.5 and 2, compared with 82% for the aDcp.

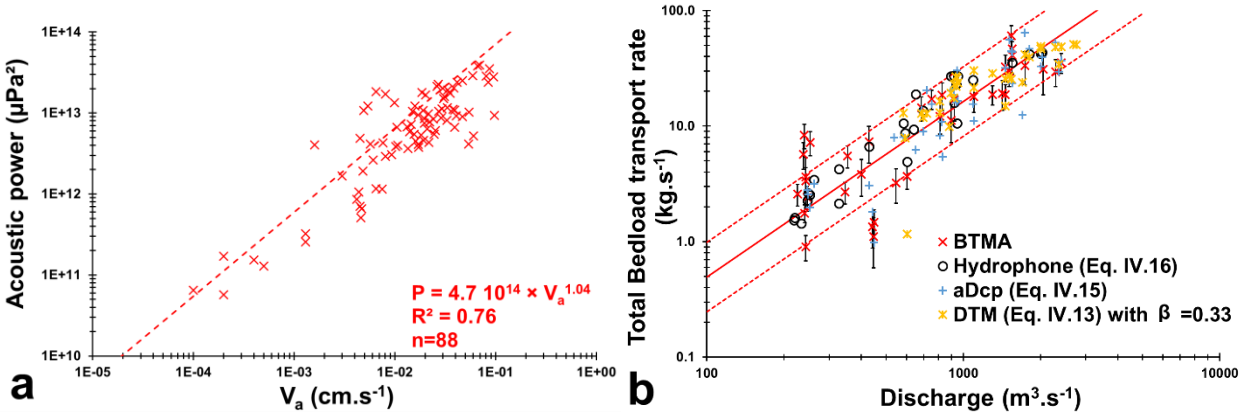


Figure IV.7: (a), Acoustic power as a function of apparent bedload velocity. (b), Cross section integrated bedload transport rates as a function of discharge.

IV.1.4.2. Spatial distribution of bedload in a sandy gravel-bed river with migrating bedforms

IV.1.4.2.1. Determination of bedload transport on a cross section using acoustics methods

To compare the spatio-temporal distribution of bedload transport rates, sediment transport sampling was performed on the same cross section for all surveys and for various discharge conditions. Two surveys with contrasting discharge conditions and different bed configurations are presented (Figure IV.8) to illustrate the capability of acoustic methods to determine bedload active width in a river reach characterized by the presence of macroforms and superimposed mesoforms (*sensu lato,* Jackson, 1975).

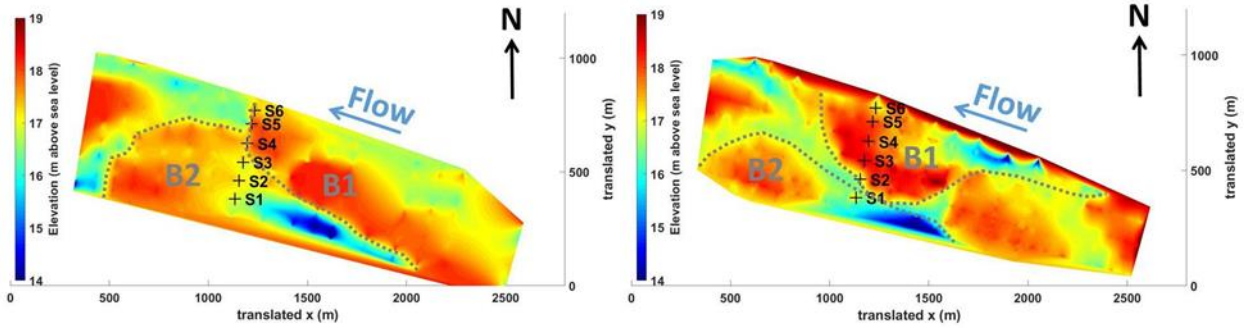


Figure IV.8: Digital Elevation Models (obtained using natural neighbours interpolation of single beam bathymetrical surveys) showing location of sampling points with respect to bar location during: (a), survey of the 17/05/2018 (Q=604 $m^3.s^{-1}$) and (b), survey of the 19/12/2019 (Q=2050 $m^3.s^{-1}$).

In May 2018, a bar (B1. Figure IV.8a) was located just upstream of the sediment gauging section from the center to the right part of the channel. In the left part of the channel, BTMA sampling was performed on the stoss side of another bar (B2, Figure IV.8a). Consequently, bedload rates gradually rose from the center of the channel (2 $g.s^{-1}.m^{-1}$, S4) to the left part of the channel (15 $g.s^{-1}.m^{-1}$, S1) except for the DTM (Figure IV.9a). The intensity of bedload transport rates was evaluated for each acoustic signal from regression equations established above (Eq. IV.13, Eq. IV.15 and Eq. IV.16, for DTM, aDcp and hydrophone, respectively). The linear equation of aDcp calibration allow the calculation of negative bedload flux for apparent bedload velocity below 0.0016 $m.s^{-1}$ (Figure IV.9a, S4). ADcp and hydrophone signals followed the same trend as the BTMA measurement. In the right part of the channel, no reference measurements were available (S5 and S6) but all acoustic signals followed the same trend (increasing bedload transport rates). The bedload rates estimated with the DTM were lower than the reference in the left part of the channel. This can be explained by the reduced number of dunes in this area that caused a higher uncertainty in dune celerity determination. In the right part, the proximity of the bar front induced lower bedload transport rates measured with aDcp and hydrophone. DTM integrates sediment dynamics over a longitudinal profile that does not necessarily reflect the bedload transport conditions at a local scale. Due to the lee effect provided by the proximity of the bar front, dunes were not present downstream of the bar and only dunes located on the stoss side of the bar were used to calculate the mean dune celerity. ADcp underestimates whereas the hydrophone method overestimates the unit bedload rate compared with BTMA measurements.

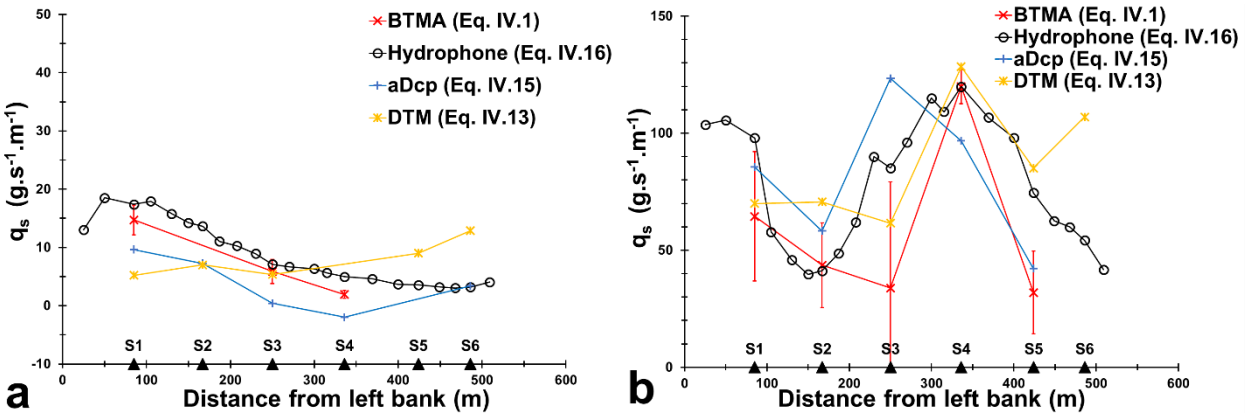


Figure IV.9: Lateral distribution of unit bedload rates assessed from different methods for two surveys performed: (a), the 17/05/2018 (Q=604 $m^3.s^{-1}$) and (b), the 19/12/2019 (Q=2050 $m^3.s^{-1}$), respectively.

In December 2019 (Figure IV.9b), the flow discharge was higher (2050 $m^3.s^{-1}$) than the value observed in May 2018 (Q=604 m3s-1) and measured bedload rates ranged between 32 and 120

$g.s^{-1}.m^{-1}$. Due to the bar migration, the bed configuration was different. Bar B1 reached the sediment gauging cross section. As a consequence, sampling points S3 to S6 were located on the stoss side of bar B1 (Figure IV.8b). The sampling point S2 was located just downstream of the bar front where the velocity and sediment transport rates were lower (Figure IV.8b). The high spatial resolution of the hydrophone measurements confirmed that the preferential bedload active width was located between 250 and 450 m from the left bank (Figure IV.9b). For this survey, acoustic signals (*i.e.* acoustic power, apparent bedload velocity) followed the same evolution pattern as samplers along the cross section except for S3. Bedload transport rates determined with the DTM did not follow the trend of bedload rates determined with aDcp and hydrophone at the proximity of bar front and near the bank as in the previous survey (S2 and S6). The hydrophone model overestimated the sediment transport in comparison with the BTMAs for S1, S3 and S5.

IV.1.4.2.2. Sediment transport processes on bedforms analyzed from aDcp and hydrophone

The aDcp computed bedload rates evolved according to bedform location for fixed measurements performed on dunes of height ranging between 0.05 m and 0.2 m (Figure IV.10a and 10b). Higher bedload rates were found on the crest of the dune and lower values in the trough. The amplitude of bedload rates between crest and trough for low flow conditions (Figure IV.10b) ranged between 42 $g.s^{-1}.m^{-1}$ and 67 $g.s^{-1}.m^{-1}$. For higher flow conditions, it varied between 45 $g.s^{-1}.m^{-1}$ and 91 $g.s^{-1}.m^{-1}$ (Figure IV.10a). These values were extracted considering bedload rates in trough as equal to zero (not negative). The aDcp linear regression (Eq. IV.15) did not allow the calculation of bedload transport rates due to negative apparent bedload velocity. This is the case downstream from the lee face of dunes (Figure IV.10a, between 8 to 42 min., 96 to 107 min., 185 to 193 min., and 227 to 230 min.; Figure IV.10b, between 48 to 55 min. and 153 to 162 min.). The mean time recorded between two successive dune crests was 1 hour.

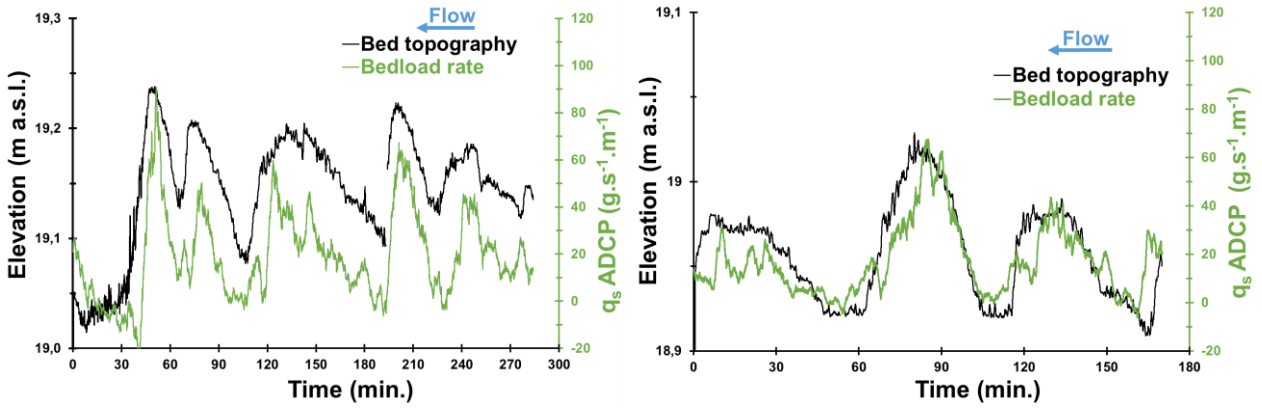


Figure IV.10: Bedload rates calculated using Eq. IV.15 and bed topography obtained during a static measurement performed using an aDcp. (a), survey done on the 20/05/2020 (Q=470 m^3.s^{-1}; mean water depth = 1.04 m) and (b), survey done on the 29/05/2019 (Q=210 m^3.s^{-1}; mean water depth = 0.85 m).

Hydrophone drifts showed that the longitudinal evolution of acoustic power can be correlated with changes in elevation of the riverbed due to dune and bar presence. For instance, in the presence of a 2 meter high bar front, the bedload rate significantly decreased, illustrating the lee effect that is characterised by a decrease in bedload sediment transport (Figure IV.11a). This shows that the hydrophone is sensitive enough to detect this local phenomenon induced by the presence of a bar front immediately upstream. The bedload rates range from about 8 g.s^{-1}.m^{-1} on the bar crest to 376 g.s^{-1}.m^{-1} in the bar trough (1 10^{12} µPa² to 1.7 10^{14} µPa² of acoustic power, respectively). According to flow velocity measurements, it appears that a 2 m high bar front can influence flow velocity and bedload transport rates up to the reattachment point located approximately 100 m downstream. Downstream of the bar front, the bedload transport rate increased at 11h06min (Figure IV.11a) that would be in coincidence with the flow reattachment point. Further downstream, the bedload transport rate increased from 8.5 to 23.4 g.s^{-1}.m^{-1} (representing respectively an acoustic power of 1.2×10^{12} µPa² to 4.1×10^{12} µPa²), where dunes exhibit a more regular shape increasing their amplitudes from 0.02 m to 0.4 m, approximately. On the left part of the channel (Figure IV.11b), the drift was located at the stoss side of a bar where larger dunes were observed (about 1 m in height) with superimposed small dunes (height approximately equal to 0.3 m). The bedload transport rate calculated above these bedforms increased near the crests of the large dunes (about 80 g.s^{-1}.m^{-1}) and decreased in the troughs (about 50 g.s^{-1}.m^{-1}) where superimposed bedforms were smaller (Figure IV.11b).

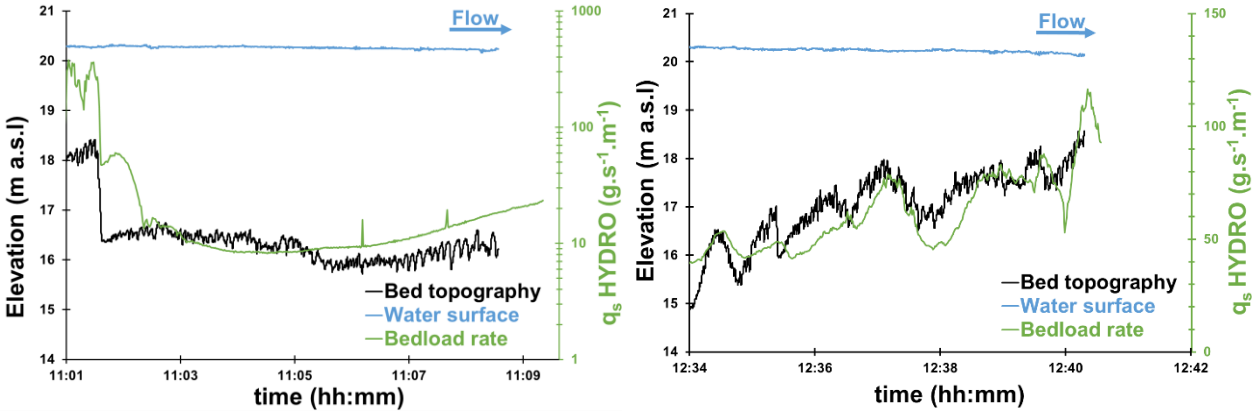


Figure IV.11: Bedload rates calculated on bedforms using the hydrophone and Eq. IV.16 near a bar front (a) and on a dune field (b). Bed topography and water surface along two longitudinal bathymetric profiles for the 08/02/2018 survey, Q=1550 $m^3.s^{-1}$: (a), P10, mean water depth = 3.8 m. The profile length from 11:01 to 11:09 LT corresponds to 400 m; (b), P12, mean water depth = 3.4 m. The profile length from 12:34 to 12:41 LT corresponds to 518 m.

IV.1.5. Discussion

IV.1.5.1. Relevance of acoustics for computing bedload transport rates

Despite their lack of accuracy and their low spatial representativeness, samplers allow a direct measurement of bedload and represents the only reference measurement of bedload in the field. The presence of bars affect sediment transport locally and make sampling method very sensitive to the location of the sampling point. For low water discharge (below mean annual discharge, 800 $m^3.s^{-1}$), bars are above the water line and reduce considerably the width where sediment transport occurs. The number of sampling point decreases with discharge (because bars were not flooded) leading to a higher bedload rates variability (Figure IV.7b). Moreover, in weak bedload transport conditions, the BTMA sampler most likely performed with reduced efficiency initially calibrated to 50%, (van Rijn and Gaweesh, 1992; Gaweesh and van Rijn, 1994; Banhold et al., 2016). The presence of dunes influences the performance of the sampler by preventing the exact positioning of sampler mouth on the river bed. These deficiencies lead to a large uncertainty in bedload estimation which set the limits of the comparison with other methods.

The use of hydrophones to estimate bedload transport in a lowland sandy gravel-bed river constitutes a new research topic. As discussed by several authors, the use of hydrophones was so far restrained to gravel-bed rivers (Bedeus and Ivicsics, 1963; Barton et al., 2010; Hilldale et al., 2014; Thorne, 2014; Marineau et al., 2016; Geay et al., 2017) or marine environments (Thorne et al., 1984; Thorne, 1986; Blanpain et al., 2015). More recently, Geay et al. (2020) highlighted that the acoustic power measured with a hydrophone can be correlated to the sampler

measurements of bedload in fluvial environments characterized by bed slopes varying between 0.05 and 2.5% and channel width ranging between 8 and 60 m. In these mountainous environments, the median grain size ranged between 0.9 and 62 mm (n=582 samples). In our study, the downstream reach of the Loire River shows smaller slope (S=0.02%), a wider channel (W=500 m), and a median grain size ranging between 0.3 mm to 3.1 mm (n=450 samples). The hydrophone is therefore an efficient tool for sediment transport gauging, allowing the measurement of numerous sampling points (average of 17 sampling points) during a relatively shorter time period (one hour). This high spatial discretization makes the hydrophone functional over a wide range of discharges (even for low water discharge, Figure IV.6b) by catching the high spatial variability of bedload transport. It should be pointed that the regression calculated in the present study (Eq. IV.16) is obtained from unit bedload rates (from several samples) and the acoustic power resulting to a unique acoustical drift, whereas Geay et al. (2020) compared averaged cross section bedload rates and acoustic power. Despite these differences, the data presented above corroborate the results by Geay et al. (2020) and support their conclusions concerning the determination of a global calibration curve between acoustic power and bedload rates by extending its application to the lowland sandy gravel-bed rivers. Although this needs to be confirmed by further investigations to better understand parameters that control the acoustic power measured (such as the propagation of sound waves in water (Geay et al., 2019) and their attenuation, the saltation length and associated impact celerity, or sediment grain size), results presented in this study suggest that the hydrophone method could be an efficient way to measure and to map bedload transport rates on a wider range of fluvial systems.

Several laboratory studies have been carried out (Ramooz and Rennie, 2010; Conevski et al., 2019; Conevski et al., 2020b) and rivers instrumented with aDcp to determine bedload rates (Rennie et al., 2002; Rennie and Millar, 2004; Gaeuman and Jacobson, 2006; Gaeuman and Pittman, 2010; Brasington et al., 2011; Conevski et al., 2020a). Recent works have been carried out on two rivers (Elbe, Oder) similar to the Loire River in term of grain size characteristics, flow and shear velocity, and water depth (Conevski et al., 2020a). Even if the correlation between apparent bedload velocity and bedload rates is significant, this calibration equation (Eq. IV.15) was obtained from two very similar rivers. Despite these observations, there is no general agreement between bedload rates and apparent velocity (Rennie and Villard, 2004; Rennie et al., 2017). The response of aDcp to bedload transport depends on several parameters The variation of the impulse frequency, the pulse length, beam focusing or associated internal signal processing (Broadband or Narrowband) can lead to different estimation of the apparent bedload velocity for the same sediment transport conditions (Conevski et al., 2020a). These parameters vary from a

device to another (RDI/Sontek; Conevski et al., 2020b). As the aDcp pulse sample a volume of the riverbed (Rennie et al., 2002) which can lead to a biased estimation of V_a: *i*) an underestimation in the case of large roughness of the riverbed with most of the reflected pulse is scattered by the immobile particles below the active layer (Conevski et al., 2019) or *ii*) an overestimation in the case of high concentration of the bedload layer (Rennie et al., 2017) or sand particles in suspension near to the riverbed (water bias, Rennie and Millar, 2004). Even if a general trend seems to be highlighted by the river comparison (Figure IV.3) with an increasing bedload rate as grain size increases for a constant V_a, the relationship between grain size and V_a cannot be easily determined in response to all variables mentioned above. One explanation of this trend could be that suspended sands could contribute to the bottom tracking signal without being caught by the sampler (Rennie et al., 2017). Moreover, the accuracy of the measurement on a single cross section depends on the water depth heterogeneity that in turn influences the aDcp footprint and makes the aDcp method location sensitive when bedforms are present (Figure IV.9b). Estimation of bedload rates using empirical equations is limited by the number of variables that are difficult to measure in the field (e.g. thickness and concentration of active layer, Kostaschuck et al., 2005; Villard et al., 2005; Holmes, 2010; Latosinski et al., 2017; Conevski et al., 2018). The results shown in Figure IV.4a suggest that Eq. IV.4 estimates sampler bedload rates if the projected bedload velocity is used. This kinematic model does not account for the thickness or the sediment concentration of the bedload layer and assumes that bedload transport never exceeds the size of a single particle assessed as uniform in terms of grain size (Rennie et al., 2002). These assumptions seem not to be appropriate for a sandy-gravel bed river. The active layer thickness should increase as suspended bed material load increases. Nevertheless, results are in agreement with BTMA bedload rates (Figure IV.4a). This can be explained by an underestimation of the apparent bedload velocity when it is projected along flow direction. On the other hand, van Rijn (1984a) defined the bedload layer thickness equal to the saltation height. The computed values of bedload layer thickness are coherent with other estimations performed on comparable rivers (Conevski et al., 2020a). The Eq. IV.5 better estimates sampler bedload rates using the raw bedload velocity (Figure IV.4b). If we consider that c_b and d_s are well estimated by van Rijn equations (Eq. IV.6 and Eq. IV.7), these results confirm that the projection of the apparent bedload velocity decreases the bedload velocity magnitude when the bedload direction differs from flow direction (e.g. bed slope effects). The influence of bedload velocity projection appears to be important when bedload are computed using kinematic models. Nevertheless, the calibration curve seems to be in agreement with other studies. Although, the application domain of Eq. IV.4 does not correspond to the conditions in the Loire River, the decrease of projected V_a seems to

compensate the overestimation of bedload rates when the raw apparent bedload velocity is used. This is the opposite for Eq. IV.5 that accounts for bedload layer thickness and sediment concentration. In this case, the projection of V_a leads to an underestimate of bedload rates. Further works need to be done to improve the post-processing of V_a by recently published filtering procedures (Conevski et al., 2019 and 2020a) and to estimate its effect on calibration curve and kinematic models.

Contrarily to the aDcp, the DTM allows the investigation of the “event active layer” (Church and Haschenburger, 2017). The DTM is not a punctual measurement of bedload. Consequently, in presence of macroforms such as bars, it is difficult to compare with BTMA samples because it takes into account dunes that are not necessarily present at the BTMA sampling point (typically downstream of a bar lee side). To some extent, the DTM and BTMA methods integrate bedload longitudinally at different scales. The presence of a local disturbance (or migrating bedform at low celerity) will affect the measurement. The determination of dune celerity by post-processing is time-consuming compared with the determination of dune morphology and the existing open access post-processing tools. In order to determine bedload rates with empirical equations, this method needs a calibration coefficient that is difficult to measure in field studies (Ten Brinke et al., 1999; Wilbers, 2004). Moreover, physical samplers sample the dynamical active layer, thus are more comparable to the hydrophones and aDcps. Nevertheless, DTM remains an accurate method to estimate bedload transport in the Loire River (Figure IV.6b) where dunes are present and high enough (over the mean annual discharge).

As suggested by previous authors, both aDcp (Kenney, 2006) and hydrophone (Bedeus and Ivicsics, 1963) allow a reliable representation of bedload fluxes on a cross section through the regressions with bedload rates obtained using samplers. Figure IV.9a and Figure IV.9b highlight the benefits of the use of acoustic devices for the determination of bedload transport rates in a large sandy gravel-bed rivers. In the present study, the time needed in the field to complete the BTMA, DTM, aDcp and hydrophone methods (respectively the red, yellow, blue and black lines of Figure IV.9b) are about 1 day, 4 hours, 1.5 hours and 45 minutes, respectively. These times were estimated including the time needed to position and anchor the boat at each sampling point. This underlines the high potential of hydrophones to quantify bedload in large rivers with high spatial variability of sediment transport and map bedload sediment fluxes at a large scale as proposed by Williams et al. (2015) using the aDcp. Moreover, all indirect methods tested here seem to be able to quantify total bedload transport as efficiently as the direct method (Figure IV.6b) but special care should be taken with local estimation of bedload rates (Figure IV.9a and Figure IV.9b).

Finally, regarding the correlation of aDcp and hydrophone with BTMA (Figure IV.3 and Figure IV.5b), we can raise the question of the reference method. Indeed, the regression between aDcp and hydrophone is more significant (R^2=0.76) and it could be the quality and the accuracy of BTMA sampling that reduce the quality of indirect measurement regressions.

IV.1.5.2. Hydrophone and aDcp sensitivity to bedform observations

Passive (hydrophone) and active (aDcp) acoustic devices are rarely used to analyse of the bedload transport rates associated with bedforms in relatively large lowland rivers. Several studies mention differences in apparent bedload velocity according to the location on bedforms (Rennie and Millar, 2004; Villard and Church, 2005; Gaeuman and Jacobson, 2006; Holmes, 2010; Latosinski et al., 2017). These authors have shown that apparent bedload velocity increases from trough to crest of the dune and confirmed previous observations made with samplers (Kostachuck and Villard, 1996; Carling et al., 2000b). These observations were made on large dunes that migrate too slowly to allow a continuous measurement along bedforms. Our study complements these observations by providing a fixed and continuous measurement of apparent bedload velocity and providing bedload transport rate estimation based on a calibration curve. The mean time between two subsequent crests (1 hour) shows that even for small bedforms (H_D= 0.05 to 0.2 m, Figure IV.10a and Figure IV.10b), the aDcp location significantly influences the bedload rates calculated over a dune field (0.03 to 0.08 $m.s^{-1}$ of difference between crest and trough). This suggests that care should be taken using this method on river beds where large dunes are present but also when small dunes are migrating. According to Rennie and Millar (2004), the sampling area diameter increases with the water depth and is approximately equal to flow depth. Our protocol minimizes the water depth by submerging the aDcp and therefore minimizes the beams sampling diameter, hence, minimizes the probability of sampling stoss or lee sides of the same dune simultaneously.

In our study context, the acoustic power recorded by the hydrophone was not affected by the distance between the hydrophone and the river bed. To our knowledge, there are no references mentioning investigations on bedload transport rates associated with bedforms using a hydrophone. At a large time step (mean aDcp and hydrophone samples), the apparent bedload velocity and the acoustic power did not follow the observed trend of mean bedform characteristics derived from DTM measurement (dune celerity and dune height). This could be explained by the difference of spatial scales between DTM and other methods. For a smaller time step, our results showed that acoustic power is able to describe the influence of bars on bedload sediment transport

(Figure IV.11a). Moreover, as for the aDcp, the hydrophone also detects the theoretical pattern of bedload transport rates associated with bedform migration. As shown by Reesink et al. (2014), the lee effect generated by bar fronts influences the development of dunes downstream. Specifically, the hydrophone is able to record the decrease of the acoustic power immediately downstream of the bar front and its progressive increase downstream (translated by the development of dunes at about 11h06 LT, Figure IV.11a). In the present study, dunes smaller than 0.4 m (Figure IV.11a) were not high enough to allow the observation of changes in the acoustic power along the bedform stoss sides. On the contrary, for higher dunes (H_D = 1 m, Figure IV.11b) the bedload generated noise can be well recorded by the hydrophone. A hydrophone senses all noises that are propagating in the water column. Therefore, the hydrophone can record noises that are far away from its location. Noises are more and more attenuated with increasing distance (Geay et al., 2019). Particularly, when there is few bedload noise close to the hydrophone, the hydrophone can sense the bedload noise that are generated far away. This behaviour could explain why the hydrophone tends to overestimate bedload fluxes when bedload fluxes are weak especially immediately downstream of a bar front (Figure IV.9b).

Hydrophone lower detection limit was not reached during our study whereas the dispersion of bedload rates measured with samplers for low apparent bedload velocity (Figure IV.3) suggests that the lower detection limit of the apparent bedload velocity by the aDcp seems to be about 1 $cm.s^{-1}$ (Rennie et al., 2017). This lower detection limit of the apparent bedload velocity should be reduced to the bottom track uncertainty by using our protocol with a submerged and fixed aDcp device.

IV.1.6. Conclusions

In this work, direct (BTMA samplers), active (aDcp and DTM) and passive (hydrophone) acoustic measurements of bedload transport rates were compared in a large, sandy-gravel bed river characterized by the presence of bars and superimposed dunes. Calibration curves between apparent bedload velocity measured using aDcp and bedload rates measured using BTMA samplers were established but remain site-specific and dependent on grain size. DTM seemed to be inappropriate where macroforms are present, as it influences the location and the size of superimposed mesoforms. The calculation of bedload rates with empirical formulas is sensitive to the bedload discharge coefficient for DTM and to thickness and concentration of active layer for aDcp. These parameters remain difficult to measure in the field. Results presented in this study

highlight the potential of the hydrophone for the quantification and mapping of bedload transport rates in relatively large river channels where migrating bedforms are present. Previously hydrophones have mainly been used to monitor bedload transport rates in gravel-bed rivers. This study consolidates a recent study (Geay at al., 2020) by extending a general calibration curve to large sandy-gravel bed rivers. The hydrophone global calibration curve allows a good representation of the bedload fluxes evolution through a cross section. The method is more affordable to implement and more efficient than the reference method. This might allow mapping bedload transport rates by interpolating acoustic power along several cross sections performed on a large sandy gravel bed river. Moreover, acoustic devices (aDcp and hydrophone) are able to capture the evolution of bedload signal along bedforms stoss and lee sides with some limitation of bedform size for the hydrophone and signal noise for the aDcp. Regarding results of the comparison between bedload velocity and acoustic power, the association of aDcp and hydrophone could be an efficient way to control the quality of both devices. However, additional measurements and post-processing tasks are needed (Conevski et al., 2019) to explore the quality of the regression in other river environments (different grain sizes, river-bed slope or propagation effect).

IV.1.7.Appendices

Appendix A: BTMA dataset

Date	Discharge ($m^3.s^{-1}$)	Measurements type	Number of BTMA sampling points	Number of BTMA samples	Mean unit bedload rate ($g.s^{-1}.m^{-1}$)	D_{50} (mm)	D_{90} (mm)
28/11/2016	1420	BTMA & DTM	3	50	38.1	0.8	3.0
29/11/2016	1460	BTMA & DTM	4	79	31.5	0.9	3.5
30/11/2016	1300	BTMA & DTM	4	80	33.2	0.8	2.9
01/12/2016	1100	BTMA & DTM	4	79	32.2	0.8	2.6
27/03/2017	687	BTMA. aDcp & DTM	4	80	25.3	0.7	2.9
28/03/2017	752	BTMA. aDcp & DTM	4	80	28.5	0.8	3.0
29/03/2017	827	BTMA. aDcp & DTM	4	57	29.0	0.8	3.8
30/03/2017	812	BTMA. aDcp & DTM	4	80	19.3	0.8	3.8
15/05/2017	346	BTMA. aDcp & DTM	3	60	6.3	0.9	4.8
16/05/2017	354	BTMA. aDcp & DTM	3	60	13.5	0.8	5.0
17/05/2017	401	BTMA. aDcp & DTM	3	55	9.0	0.9	4.7
18/05/2017	447	BTMA. aDcp & DTM	3	60	1.9	1.2	7.0
04/12/2017	243	BTMA & aDcp	3	60	1.8	1.1	7.4
05/12/2017	241	BTMA. aDcp & DTM	3	60	3.7	1.0	8.6
06/12/2017	243	BTMA. aDcp & DTM	3	60	6.6	1.2	6.7
07/12/2017	246	BTMA. aDcp & DTM	3	60	5.1	1.2	5.1
08/12/2017	226	BTMA. aDcp & DTM	3	60	5.0	1.6	7.9
15/01/2018	1740	BTMA. aDcp & DTM	3	60	61.4	1.0	2.9
16/01/2018	1550	BTMA. aDcp & DTM	3	60	89.4	0.9	2.8
17/01/2018	1460	BTMA. aDcp & DTM	4	80	53.2	0.8	3.0
18/01/2018	1540	BTMA. aDcp & DTM	4	80	97.7	1.0	3.3
19/01/2018	1510	BTMA. aDcp & DTM	3	60	55.6	0.8	2.6
30/01/2018	2410	BTMA. aDcp & DTM	3	60	68.6	0.8	2.3
31/01/2018	2290	BTMA. aDcp & DTM	3	59	55.8	0.8	2.2
08/02/2018	1550	BTMA. aDcp. DTM. Hydrophone	4	69	63.4	0.8	2.5
14/05/2018	443	BTMA. aDcp & DTM	4	79	2.2	0.9	2.7
15/05/2018	449	BTMA & aDcp	4	79	2.5	1.1	3.2
16/05/2018	547	BTMA. aDcp & DTM	3	60	6.6	1.2	4.4

17/05/2018	604	BTMA. aDcp. DTM. Hydrophone	3	60	7.2	1.2	4.4
15/04/2019	253	BTMA. aDcp & Hydrophone	3	60	22.1	0.9	3.3
16/04/2019	243	BTMA. aDcp & Hydrophone	3	60	22.1	1.1	5.1
17/04/2019	240	BTMA. aDcp & Hydrophone	3	60	24.9	1.2	3.7
18/04/2019	238	BTMA. aDcp & Hydrophone	3	58	16.4	1.0	5.3
27/05/2019	225	BTMA. aDcp. DTM. Hydrophone	1	26	34.6	1.0	4.8
29/05/2019	210	BTMA. aDcp. DTM. Hydrophone	1	28	22.0	1.1	3.3
09/12/2019	944	BTMA. aDcp. DTM. Hydrophone	2	40	29.1	0.7	2.5
10/12/2019	898	BTMA. aDcp. DTM. Hydrophone	3	60	20.1	0.6	2.5
11/12/2019	923	BTMA. aDcp. DTM. Hydrophone	3	45	34.9	0.8	2.4
12/12/2019	925	BTMA. aDcp. DTM. Hydrophone	2	37	26.4	0.7	2.7
19/12/2019	2050	BTMA. aDcp. DTM. Hydrophone	5	50	58.8	0.9	3.4
18/05/2020	514	BTMA & Hydrophone	1	57	19.7	0.9	2.8
19/05/2020	500	BTMA. aDcp & Hydrophone	2	79	30.9	1.0	2.6
20/05/2020	470	BTMA. aDcp & Hydrophone	4	40	14.5	-	-

Appendix B: ADcp dataset

Date	Number of aDcp sampling points *3	aDcp frequency (kHz)	aDcp type *1	Pulse type *2	Average aDcp sampling duration (s)	mean Va ($m.s^{-1}$)	mean water depth (m)	mean flow velocity ($m.s^{-1}$)
27/03/2017	4	1200	RG	BB	3909	0.013	2.0	0.7
28/03/2017	4	1200	RG	BB	3279	0.015	2.1	0.7
29/03/2017	4	1200	RG	BB	3276	0.011	2.2	0.7
30/03/2017	4	1200	RG	BB	1707	0.009	2.1	0.8
15/05/2017	3	1200	RG	BB	3018	0.002	1.3	0.8
16/05/2017	2	1200	RG	BB	2315	0.010	1.0	0.8
17/05/2017	3	1200	RG	BB	2618	0.003	1.4	0.8
18/05/2017	3	1200	RG	BB	2467	0.002	1.6	0.8
04/12/2017	3	1200	RG	BB	2647	0.000	1.2	0.7
05/12/2017	3	1200	RG	BB	2657	0.008	1.2	0.6
06/12/2017	3	1200	RG	BB	2246	0.000	1.2	0.7
07/12/2017	3	1200	RG	BB	2588	0.002	1.3	0.7
08/12/2017	3	1200	RG	BB	3400	0.003	1.2	0.6
15/01/2018	3	1200	RG	BB	3256	0.084	3.2	1.1
16/01/2018	3	1200	RG	BB	1800	0.058	2.9	1.0
17/01/2018	4	1200	RG	BB	3185	0.041	2.7	1.0
18/01/2018	4	1200	RG	BB	3656	0.055	2.8	1.0
19/01/2018	3	1200	RG	BB	2029	0.075	2.7	1.1
30/01/2018	3	1200	RG	BB	2138	0.051	3.9	1.1
31/01/2018	3	1200	RG	BB	2056	0.070	3.7	1.1
08/02/2018	4	3000	M9	BB	1136	0.038	2.8	0.9
14/05/2018	4	3000	M9	BB	2130	0.002	1.2	0.6
15/05/2018	4	variable	M9	HD	1133	0.011	1.5	0.6
16/05/2018	3	variable	M9	HD	948	0.002	1.4	0.7
17/05/2018	3	1200	RG	BB	1346	0.003	1.7	0.7
15/04/2019	3	variable	M9	HD	2601	0.009	1.2	0.8
16/04/2019	3	3000	M9	NB	1687	0.006	1.1	0.7
17/04/2019	3	variable	M9	HD	1152	0.010	1.0	0.7
18/04/2019	3	variable	M9	HD	3580	0.008	0.9	0.7
27/05/2019	1	3000	M9	NB	10949	0.003	0.9	0.8
29/05/2019	1	3000	M9	NB	11539	0.029	0.9	0.7
09/12/2019	2	3000	M9	NB	1753	0.023	1.7	0.8

10/12/2019	3	3000	M9	NB	1160	0.018	2.1	0.8
11/12/2019	3	3000	M9	NB	1288	0.027	1.6	0.9
12/12/2019	2	3000	M9	NB	1349	0.032	2.1	0.8
19/12/2019	5	3000	M9	NB	1221	0.056	3.0	1.1
19/05/2020	2	3000	M9	NB	7318	0.014	1.0	0.7
20/05/2020	4	3000	M9	NB	2988	0.004	1.6	0.7

*[1]: RG = aDcp Rio Grande RDI; M9 = aDcp M9 Sontek

*[2] BB = Broadband (coherent Pulse); NB = Narrowband (incoherent pulse); HD = Smartpulse HD

*[3] including sampling points with negative values.

Appendix C: DTM dataset

Date	Number of pairs of DTM profiles [*1]	average interval time DTM (min)	Number of dunes	Mean H_D (m)	Mean L_D (m)	Mean C_D ($m.d^{-1}$)
28/11/2016	2	18	65	0.19	2.88	43.0
29/11/2016	3	20	168	0.22	3.69	34.8
30/11/2016	3	18	121	0.24	4.16	37.6
01/12/2016	3	19	104	0.25	4.69	37.6
27/03/2017	3	38	132	0.13	3.13	28.3
28/03/2017	3	44	97	0.13	2.96	24.2
29/03/2017	3	43	117	0.14	3.25	25.7
30/03/2017	3	39	138	0.14	3.42	28.0
15/05/2017	3	65	20	0.04	2.17	18.1
16/05/2017	3	42	11	0.05	2.02	26.7
17/05/2017	3	38	18	0.05	2.01	28.0
18/05/2017	3	28	34	0.08	1.95	30.9
05/12/2017	1	73	48	0.13	2.90	17.9
06/12/2017	1	98	68	0.16	3.44	14.9
07/12/2017	1	72	63	0.17	3.62	17.3
08/12/2017	1	66	69	0.19	3.95	14.8
15/01/2018	6	23	228	0.32	6.66	38.1
16/01/2018	2	28	46	0.24	3.58	47.6
17/01/2018	3	32	52	0.25	4.36	34.9
18/01/2018	3	55	120	0.28	5.33	28.0
19/01/2018	3	31	110	0.26	4.95	31.4
30/01/2018	3	25	103	0.32	5.75	45.3
31/01/2018	4	22	83	0.28	5.02	45.4
08/02/2018	3	60	59	0.26	4.67	28.2
14/05/2018	6	35	58	0.06	2.92	20.8
16/05/2018	4	38	60	0.05	1.96	18.8
17/05/2018	6	34	81	0.05	1.98	22.3
27/05/2019	1	29	3	0.03	1.40	62.7
29/05/2019	1	26	7	0.03	1.28	30.7
09/12/2019	6	49	121	0.22	3.10	28.1
10/12/2019	6	42	227	0.17	3.60	33.2
11/12/2019	6	49	254	0.16	3.46	33.1

12/12/2019	6	50	297	0.18	3.82	35.9
19/12/2019	3	44	79	0.28	4.34	42.1

[*1] including profiles with less than 10 dunes or mean dune celerity which could not be calculated.

Appendix D: Hydrophone dataset

Date	Number of Hydrophone Drifts [*1]	average drift duration (s)	mean acoustic power (μPa^2)
08/02/2018	24	60	2.17E+13
17/05/2018	24	80	1.46E+12
15/04/2019	11	37	1.66E+12
16/04/2019	11	42	2.25E+12
17/04/2019	11	28	1.42E+12
18/04/2019	11	30	2.35E+12
27/05/2019	8	42	5.07E+11
29/05/2019	9	36	2.00E+12
09/12/2019	22	29	6.67E+12
10/12/2019	21	22	7.69E+12
11/12/2019	22	27	8.84E+12
12/12/2019	13	27	8.97E+12
19/12/2019	22	25	2.41E+13
18/05/2020	8	50	4.53E+12
19/05/2020	8	30	3.82E+12
20/05/2020	17	36	3.07E+12

[*1] including drifts which are not at the same location of BTMA sampling points.

IV.1.8.Video supplement

Videos of BTMA sampling were added in the supplement to this paper to show the variability of bedload in the Loire River.

https://doi.org/10.5446/51563
https://doi.org/10.5446/51562
https://doi.org/10.5446/51561
https://doi.org/10.5446/51560

IV.1.9.Acknowledgement

This study is a part of the Ph.D. thesis of the first author and the research program R-TEMUS (Restauration du lit et Trajectoires Ecologiques, Morphologiques et d'USages en basse Loire) funded by the POI FEDER Loire (Convention no. 2017-EX002207) and Agence de l'Eau Loire Bretagne (decision no.2017C005). This program is conducted in the frame of the Masterplan Plan Loire Grandeur Nature and associated with the CLA (Contrat pour la Loire et ses Annexes). We thank EDF DTG and ARD Intelligence des Patrimoines (Phase 2) for lending us acquisition equipment. Exagone Company is acknowledged for providing us data from Teria network, Voie Navigable de France (VNF) for their logistical support during field surveys and Polytech Tours. J.-P. Bakyono, P. Berault, T. Bulteau, B. Deleplancouille, Y. Guerez, T. Handfus, I. Pene and C. Wintenberger, are acknowledged for their help during field investigations and grain size analyses. We are grateful to T. Geay and J. Hugueny for the hydrophone treatment and aDcp data post-processing tools, respectively. The authors wish to thank Pr. K. M. Wantzen for checking the English quality of the manuscript.

IV.2. Travaux prospectifs sur l'hydrophone

Plusieurs questions ont émergé des résultats présentés dans la section IV.1 et nous ont conduits à poursuivre les investigations concernant les mesures acoustiques passives. Dans un premier temps, nous avons tenté d'apporter des éléments de compréhension sur les phénomènes physiques qui influencent le signal acoustique (distance à la source d'émission, relation avec la taille des sédiments), sur les paramètres de calculs de la puissance acoustique, et sur la répétabilité de la mesure. Dans un second temps, des mesures complémentaires ont été réalisées sur différents sites afin de produire une cartographie acoustique à l'échelle d'une macroforme et des comparaisons inter-sites.

IV.2.1. Sensibilité du signal

IV.2.1.1. Distance à la source sonore

L'hydrophone mesure les ondes acoustiques du milieu qui parviennent jusqu'à lui. Cette mesure est donc intégrative d'une surface (voire d'un volume si on considère le bruit sur toute la colonne d'eau ou si on considère l'épaisseur de la couche active). Lorsque l'hydrophone est installé de manière fixe en berge, l'énergie acoustique qu'il perçoit est fonction de la distance à la source d'émission (Geay et al., 2017). Cependant, lorsque l'hydrophone est déployé en dérive, la distance à la source d'émission dépend principalement de la profondeur. Plusieurs tests ont donc été réalisés afin d'observer la variabilité de la puissance acoustique mesurée par l'hydrophone en fonction de la profondeur d'écoute et donc de la distance entre l'hydrophone et la source. Les mesures ont consisté à répéter 20 dérives avec deux hydrophones placés à la même position horizontale l'un au-dessus de l'autre. L'hydrophone P1 a été placé à une position verticale constante (0,4 m de la surface), tandis que la position verticale de l'hydrophone P2 était variable (de 0,4 m à 1,6 m). Trois dérives ont été réalisées pour chaque configuration de P1 et P2, excepté pour la première configuration où les deux hydrophones étaient à la même profondeur (2 dérives). Pour cette première configuration le ratio des puissances acoustiques est d'environ 1,06 ce qui signifie que les 2 hydrophones mesurent approximativement la même puissance acoustique (Figure IV.12a). Ce ratio n'évolue pas linéairement à mesure que l'hydrophone P2 est approché du fond. Même si le ratio le plus important est observé lorsque les deux hydrophones sont le plus éloignés l'un de l'autre, il varie entre 0,98 et 1,15 et l'écart type de chaque configuration est de 0,03 (Figure IV.12a). La puissance acoustique peut alors être considérée comme indépendante de la profondeur d'écoute jusqu'à 85% de la hauteur d'eau. De plus, la puissance acoustique ne

semble pas corrélée à la profondeur moyenne lors de la dérive (Figure IV.12b). Des puissances acoustiques élevées sont mesurées pour toute la gamme des profondeurs mesurées. Une légère tendance à la croissance de la puissance acoustique avec la profondeur peut être interprétée par l'augmentation des profondeurs en même temps que le débit et la contrainte qui favorisent le transport de sédiments.

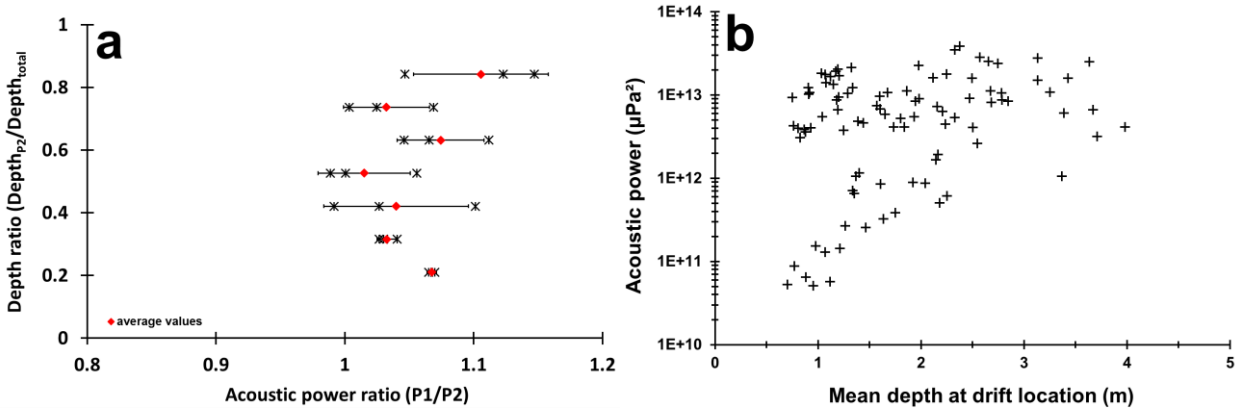


Figure IV.12 : a) Ratio de la puissance acoustique mesurée par deux hydrophones dont la distance au fond varie ; b) relation entre puissance acoustique et profondeur moyenne au cours de la dérive.

IV.2.1.2. Fréquences d'intégration du spectre acoustique

La puissance acoustique résultant de l'intégration de la *PSD* sur une gamme de fréquences donnée, on peut se poser la question de l'impact des limites basses et hautes fréquences sur cette puissance acoustique. Pour se faire, la sensibilité à la variation de la limite basse fréquence a été testée afin, 1) d'observer si la limite actuelle (15 kHz) n'est pas trop élevée et participe ainsi à la sous-estimation de la puissance acoustique ; 2) de renseigner jusqu'à quel niveau cette fréquence peut être abaissée sans intégrer les sons dans les basses fréquences liés à la turbulence, aux vagues, au matériel ou encore aux moteurs de bateau. Dans un second temps, la limite d'intégration du spectre dans les hautes fréquences est testée afin de, 1) rendre compte d'une sous-estimation potentielle du bruit généré par le charriage lorsque l'on abaisse cette limite ; 2) d'observer si une part importante de la puissance acoustique est située dans des fréquences supérieures à 350 kHz et pour quelles conditions de transport solide. Plusieurs scenarios ont été testés. La limite basse fréquence a été placée à 1 kHz, 2 kHz, 5 kHz et 10 kHz tout en gardant la limite haute fréquence à 350 kHz, puis la limite haute fréquence a été diminuée à 300 kHz et augmentée à 400 kHz avec une limite basse fréquence constante de 15 kHz.

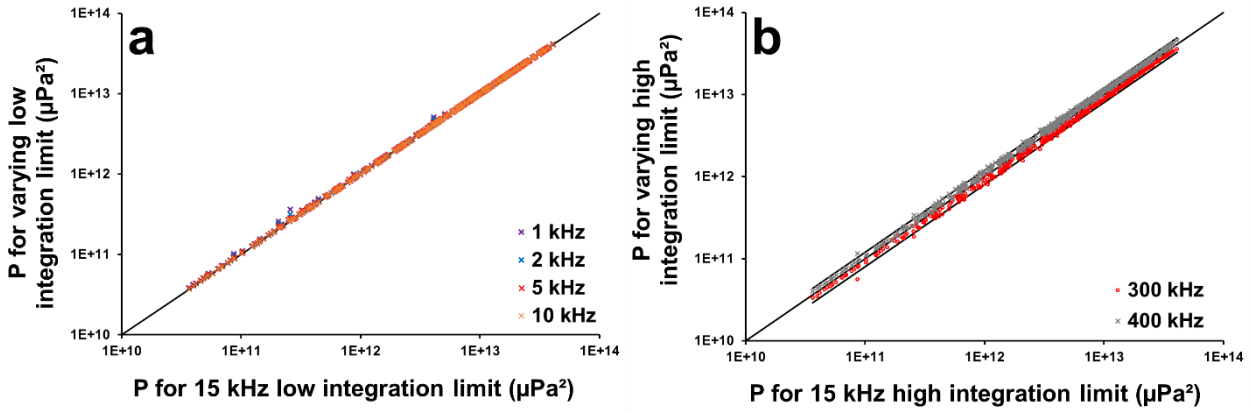


Figure IV.13 : Corrélation entre la puissance acoustique de référence (intégrée sur 15-350 kHz) et : a) la puissance acoustique calculée à partir d'une limite inférieure d'intégration variable (1, 2, 5 et 10 kHz) ; b) la puissance acoustique calculée à partir d'une limite supérieure d'intégration variable (300 et 400 kHz).

A mesure que la limite basse fréquence est abaissée, les valeurs de puissance acoustique ne varient pas par rapport aux valeurs de référence calculées sur l'intervalle 15-350 kHz (Artus et Bouchard, 2021). Seuls quelques points dévient des valeurs de références lorsque la limite basse fréquence est inférieure à 2 kHz. Cependant, la majorité des points restent compris dans un intervalle de plus ou moins 5% de la valeur de référence (Figure IV.13a). Seulement 4,5% des valeurs sortent de cet intervalle pour une limite d'intégration à 1 kHz. Ce pourcentage diminue ensuite à mesure que l'on augmente la limite d'intégration (3,6%, 2%, 0,4% respectivement pour 2 kHz, 5 kHz et 10 kHz). Les fichiers audio des points déviant des valeurs de référence ont été écoutés pour contrôler la qualité de l'enregistrement. Chacun de ces enregistrements comporte des bruits de moteurs de bateau ou des treuils en fonctionnement à proximité ; des bruits d'eau, de vagues contre la coque du bateau dus à des conditions climatiques venteuses ; ou encore des bruits de frottement du capteur sur le fond lorsque les profondeurs diminuent de l'amont vers l'aval d'une barre sédimentaire. L'augmentation de la puissance acoustique pour une limite basse fréquence inférieure à 2 kHz est donc due à l'intégration de ces bruits parasites. De manière générale, lorsque la limite haute fréquence est diminuée, la puissance acoustique diminue et inversement lorsqu'elle est augmentée (Figure IV.13). Ces variations de puissance acoustique sont presque toutes supérieures à l'intervalle de 5% avec près de 90% des valeurs en dehors de cet intervalle dans les 2 scénarios. Le pourcentage de variation de la puissance acoustique par rapport à la valeur de référence est en moyenne de 10% (35% au maximum). Ainsi, en abaissant l'intervalle de confiance à 20% de la valeur de référence, environ 4% des valeurs sortent de cet intervalle. La fréquence utile du Reson TC4014-5 est comprise entre 15 Hz et 480 kHz mais sa

réponse est linéaire entre 25 Hz et 250 kHz. Cela signifie qu'en intégrant la puissance acoustique au-delà de 250 kHz, nous intégrons une part d'incertitude liée aux capacités intrinsèques du capteur. Il est donc difficile d'interpréter les causes de la diminution ou de l'augmentation de la puissance acoustique lorsque l'on diminue ou augmente (respectivement) la limite haute de la fréquence d'intégration du signal. Cependant, les investigations futures pourront être menées en essayant de relier le degré de surestimation (ou sous-estimation) de la puissance acoustique avec les caractéristiques granulométriques ou l'intensité du charriage, avec par exemple une sous-estimation plus importante dans le cas de sédiments plus fins (atténuation des ondes hautes fréquence) ou une surestimation plus importante lorsque les conditions de transport sédimentaire augmentent. Cela implique de connaître les relations qui existent entre la granularité et le signal acoustique.

IV.2.1.3. Relation entre granularité et forme du spectre

Nous l'avons vu dans le paragraphe IV.1.4.1, la forme du spectre du signal acoustique du charriage est fortement corrélée à la taille des grains (Thorne, 1986). La fréquence centrale du signal est la fréquence autour de laquelle l'énergie sonore est également répartie. Elle représente le barycentre de la densité spectrale de puissance et est inversement proportionnelle à la taille des grains. Les travaux de Thorne (1986) ont permis de mettre en évidence une équation reliant ces deux paramètres :

$$F_c = \frac{209}{D_{50}^{0.88}} \qquad \textbf{Eq. IV.17}$$

où F_c est la fréquence centrale (Hz) qui a été ainsi calculée pour les 448 spectres à notre disposition. Cette fréquence centrale évolue entre 50 kHz et 270 kHz avec une valeur médiane de 140 kHz (Figure IV.14). Parmi ces 448 échantillons sonores, 95 disposent d'un échantillon sédimentaire. Ces points ont donc pu être comparés à la courbe théorique de Thorne (1986) (Figure IV.15). Près de 82% des échantillons se situent dans un intervalle d'un facteur 2 par rapport à l'équation Eq. IV.17.

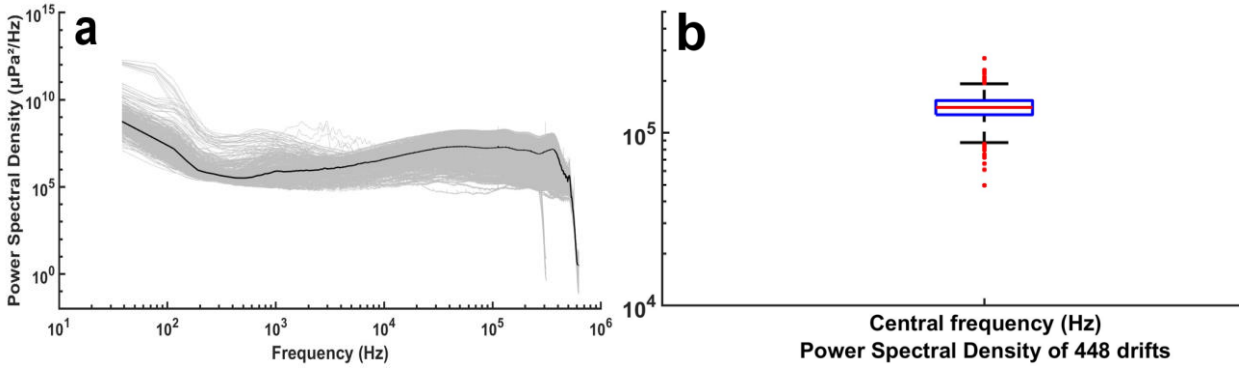


Figure IV.14 : a) 448 *PSD* mesurés sur la Loire (spectre médian en noir) ; b) Diagramme en boite à moustaches de la fréquence centrale de ces 448 spectres.

Geay et al. (2020) ont observé que pour les rivières dont la pente était supérieure à 0,2% et la taille médiane des particules inférieure à 10 mm, la fréquence centrale des spectres ne suivait plus la loi de Thorne. Dans les rivières à forte pente, la taille des grains est souvent plus grossière mais aussi plus hétérométrique. La turbulence et la rugosité sont également plus importantes ce qui ne favorise pas la propagation des ondes sonores, plus particulièrement les ondes de haute fréquence générées par les chocs entre des particules plus fines. Ainsi, un double avantage est tiré de l'utilisation de l'hydrophone dans les grandes rivières à faible pente et à granularité plus fine : 1) moins de bruit lié au charriage dans les basses fréquences là où s'exprime les bruits hydrauliques due au décalage du spectre vers les hautes fréquences ; 2) sous-estimation du charriage vers les hautes fréquences minimisée par le fait que le milieu présente une turbulence plus faible et les ondes sonores de hautes fréquences sont donc moins atténuées. Ces observations viennent conforter l'emploi de l'hydrophone dans les grandes rivières sablo-graveleuses de plaine.

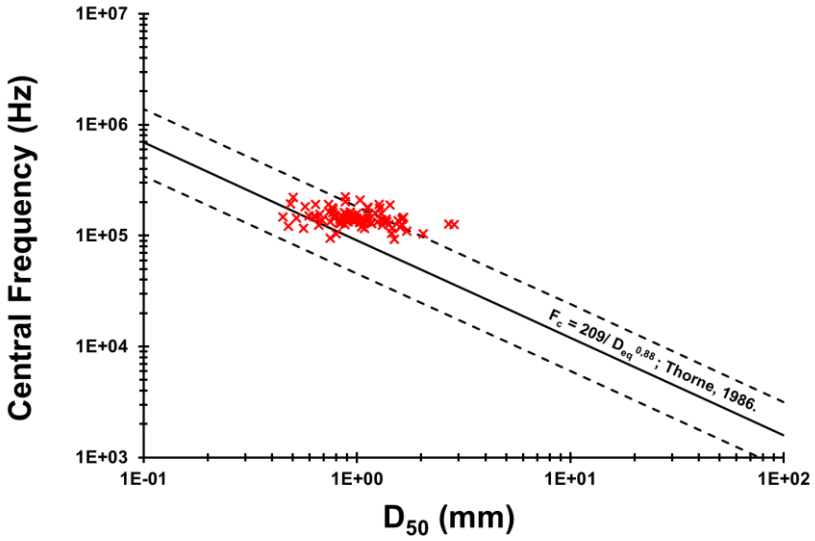


Figure IV.15 : Fréquence centrale calculée à partir du spectre en fonction du D50 mesuré. Comparaison avec les travaux de Thorne (1986).

Sur la Loire, la rugosité est principalement liée à la présence de formes du lit, en addition à la rugosité de grain. Les dunes et les barres possèdent une face amont en pente douce et une face aval abrupte. Cette morphologie particulière génère des recirculations et des courants secondaires dans la zone de séparation des écoulements. Ces turbulences se propagent vers la surface de l'écoulement produisant des tourbillons. Il n'a pas été établit de relation positive entre la géométrie des dunes (hauteurs, longueur d'onde, coefficient de rugosité K_{dune}) et l'écart entre la fréquence centrale théorique et mesurée. La concentration en particules en suspension est un second facteur à l'origine de l'atténuation du signal. Les quelques mesurent réalisées n'ont pas permis de mettre en évidence une corrélation entre la charge en MES et l'écart à la fréquence centrale théorique. Il serait intéressant de continuer à réaliser des mesures dans ce sens pour confirmer ou infirmer les causes de l'atténuation du signal acoustique dans un environnement tel que la Loire.

IV.2.1.4. Variabilité de la puissance acoustique

Les résultats de la mesure du transport solide par charriage à partir d'échantillonneurs présentés dans le paragraphe IV.1.4.1 tiennent compte de la variabilité temporelle et du caractère fluctuant du charriage, surtout en présence de dunes. Cette variabilité est intégrée en moyennant les 20 volumes prélevés (en moyenne) par point de mesure. Les dérives de l'hydrophone n'ont pas été répétées sur un même point de mesure et une unique mesure a été comparée aux 20

mesures réalisées au moyen des BTMA. Une campagne test a alors été menée au cours de laquelle les dérives ont été triplées sur un même point de mesure. Ces mesures ont été réalisées sur deux sections distinctes (Figure IV.16e). La détermination de l'écart type sur 3 valeurs étant peu significative, la variabilité de la puissance acoustique a été évaluée à partir de l'écart moyen qui représente la moyenne des écarts à la moyenne. L'écart moyen et la moyenne de la puissance acoustique ont été calculés pour chaque série de dérives. Le ratio de ces deux paramètres permet d'exprimer l'écart moyen en pourcentage de la moyenne (Figure IV.16c et d). De manière générale, l'écart moyen n'excède pas 18% de la puissance acoustique moyenne en un point donné et l'écart moyen semble indépendant de la puissance acoustique (6,6% en moyenne). Bien que le nombre d'échantillon pour chaque série de mesure reste inférieur à celui des échantillons BTMA, la variabilité de la puissance acoustique semble inférieure à celle des volumes de sédiments prélevés avec les échantillonneurs. Ceci pourrait être interprété par le fait que l'hydrophone intègre des sons sur des surfaces suffisamment grandes pour prendre en compte la variabilité spatiale et temporelle du transport solide (mise en œuvre par dérives et aire d'insonification).

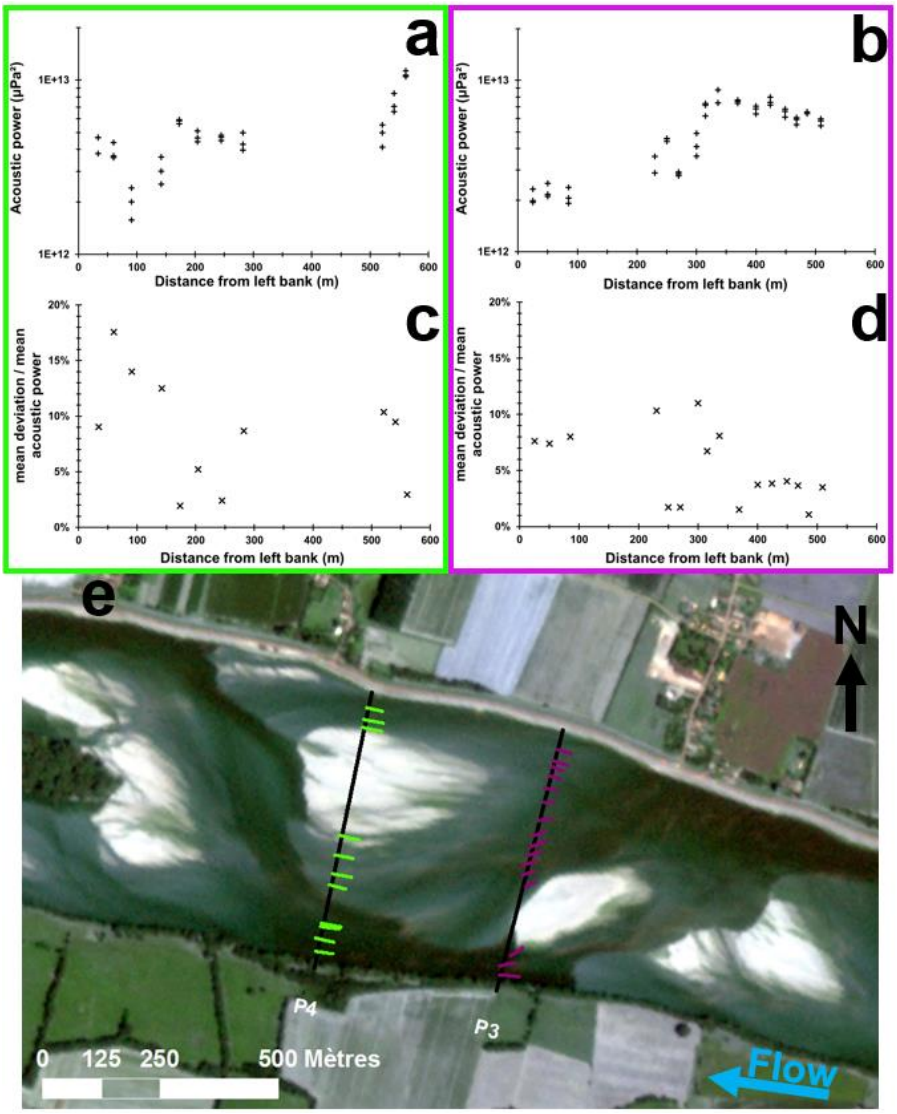


Figure IV.16 : Variabilité transversale de la puissance acoustique le long de 2 sections (a, P4 et b, P3) et variabilité inter-dérive (c, P4 et d, P3) ; e, position des dérives sur les sections.

Cette campagne de mesure a également permis d'appréhender la variation des flux à l'échelle de deux sections transversales. Ces mesures ont été réalisées pour des débits inférieurs au débit de submersions des barres sédimentaires permettant ainsi d'observer l'influence des macroformes sur le transit des sédiments pendant les périodes d'étiage. Bien que les flux mesurés soient relativement homogènes sur les deux sections (Figure IV.16a et b), on observe une légère asymétrie avec une tendance au charriage plus important en rive droite du fait de la présence d'une barre sédimentaire en amont de ces deux sections en rive gauche qui participe à la diminution des contraintes hydraulique dans ce secteur du chenal. La distance entre ces deux sections est trop importante pour estimer une interpolation de la puissance acoustique entre elles.

Il apparait donc nécessaire d'affiner le pas d'échantillonnage afin d'interpoler la puissance acoustique et de comprendre l'évolution spatiale des flux en lien avec les formes du lit au travers de cartographies acoustiques.

IV.2.2. Cartographie des flux solides à l'échelle d'une barre sédimentaire

Le travail présenté ci-dessus a souligné le fort potentiel de l'hydrophone pour la cartographie et la description des flux de la charge de fond dans un cours d'eau comme la Loire. Des travaux supplémentaires ont alors été engagés dans le but de tester ce potentiel à l'échelle d'une macroforme. Pour se faire, l'hydrophone été mis en œuvre de la même manière que lors de la calibration avec les échantillonneurs (dérives), mais plusieurs sections transversales (9) ont été définies. Le maillage ainsi constitué (Figure IV.17a) a permis d'interpoler les valeurs de puissance acoustique entre les différentes sections et dérives sur une surface d'environ 500 m de long par 450 m de large. Les mesures de puissance acoustique ont été accompagnées de mesures bathymétriques. Ces dernières ont été réalisées pendant la montée de crue, 6 jours après les mesures acoustiques. Le débit de la Loire à Saumur était de 1700 $m^3.s^{-1}$ et 2300 $m^3.s^{-1}$ lors de ces deux campagnes (Figure IV.17b).

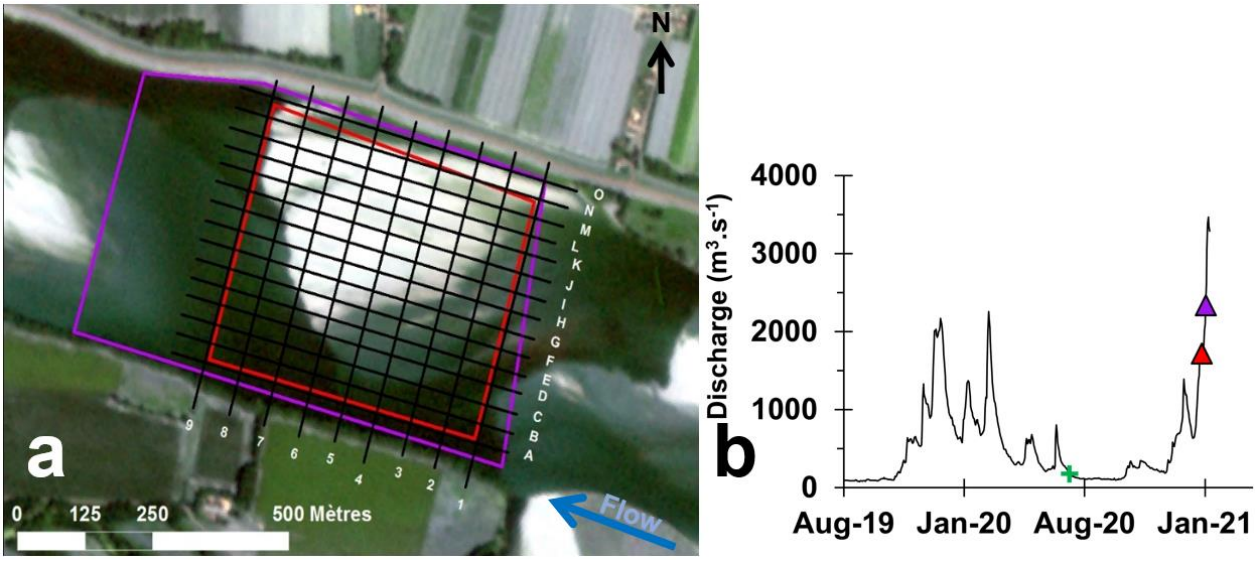


Figure IV.17 : a) Plan d'échantillonnage de la puissance acoustique avec emprises des cartes bathymétriques et acoustiques (respectivement violet et rouge). Sections investiguées (1 à 9) et dérives théoriques (A à O). Vue aérienne Juillet 2020 (croix verte sur l'hydrogramme). b) Hydrogramme de la Loire à Saumur avec positionnement des campagnes de mesures bathymétrique et acoustiques (respectivement triangle violet et rouge).

La puissance acoustique et la bathymétrie ont été interpolées sur une grille de mailles 10 m et 5m à l'aide de la méthode des voisins naturels. La barre sédimentaire présentée sur la photographie aérienne (Figure IV.17a) a largement migré lors de la montée de la crue de décembre-janvier 2020 (environ 150 m soit une estimation de 4 $m.j^{-1}$). Bien que les mesures hydrophones n'aient pas permis de couvrir l'entièreté de la barre sédimentaire (la partie aval n'ayant pas pu être levée, Figure IV.18b), il est intéressant de noter que la zone présentant la puissance acoustique la plus élevée ne se situe pas sur cette macroforme (B1). Une unité morphologique d'une taille inférieure située en rive gauche (B2) apparait comme étant la zone de transport sédimentaire la plus intense. Cette unité, visible sur la photographie aérienne (Figure IV.17a), est plus basse topographiquement et reste inondée même pour des débits d'étiage. Elle continue de progader pour de faibles débits à une vitesse moyenne de 1 $m.j^{-1}$. En crue, cette unité semble fortement mobile. La partie aval de cette barre apparait comme une zone d'abri dynamique où le transport sédimentaire est faible. Le transport sédimentaire est plus fort sur les marges de la barre B1 dans le chenal d'étiage où le transport sédimentaire s'effectue en continu. D'autre part, le transport sédimentaire ne semble pas homogène sur toute la barre sédimentaire et s'accentue vers le front de progradation. L'Eq. IV.16 permet de calculer un taux de transport unitaire pour chaque maille de la grille de puissance acoustique (Figure IV.18c). Les taux de transport unitaires varient entre 40 et 130 $g.s^{-1}.m^{-1}$ (Figure IV.18c). Il est possible d'interpoler les valeurs de taux de transport unitaires de chaque maille afin de déterminer un taux de transport total sur différentes sections. Ceci permet d'évaluer à environ 3000 $t.j^{-1}$, la quantité de sédiments qui transitent par charriage lors de cette montée de crue.

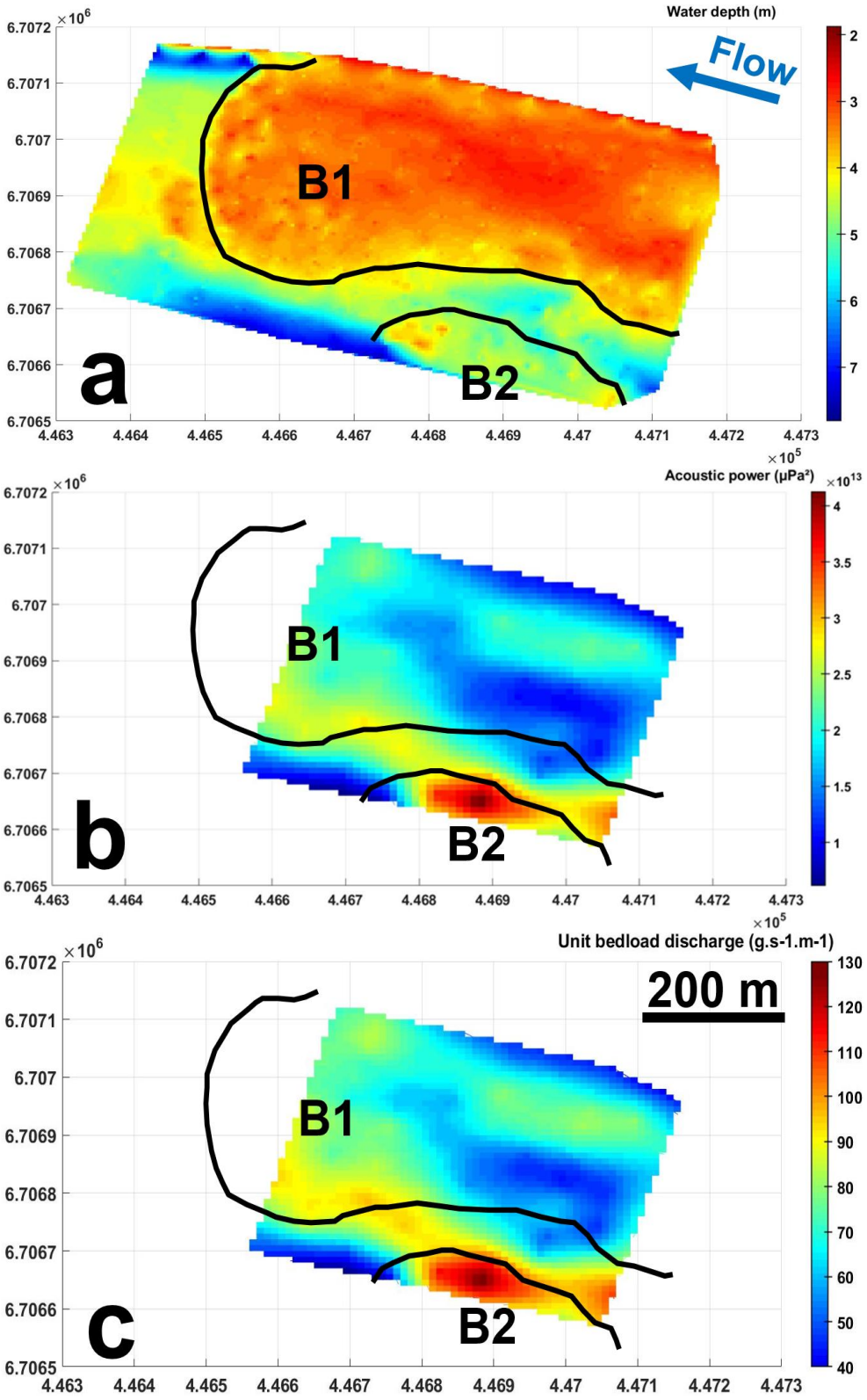


Figure IV.18 : a) Carte bathymétrique du chenal de la Loire à Saint-Mathurin-sur-Loire (01/02/2021, Q=2300 $m^3.s^{-1}$) ; b) carte de la puissance acoustique sur le même secteur (26/01/2021, Q=1700 $m^3.s^{-1}$), et c) carte des taux de transport par charriage unitaires calculés à partir de la carte de puissance acoustique et de l'Eq. IV.16.

L'analyse des spectres de puissance (PSD) permet de déterminer la fréquence centrale de ces 133 mesures. A partir de l'équation donnée sur la Figure IV.15 (Thorne, 1986), il est possible de déterminer une taille médiane de grain théorique fonction de cette fréquence centrale et donc une carte de la granularité théorique des sédiments. Le diamètre médian calculé varie entre 0,54 et 0,82 mm (médiane égale 0,66 mm). Spatialement, quelques patches de sédiments plus grossiers apparaissent sur la partie amont de la barre B1 (Figure IV.19).

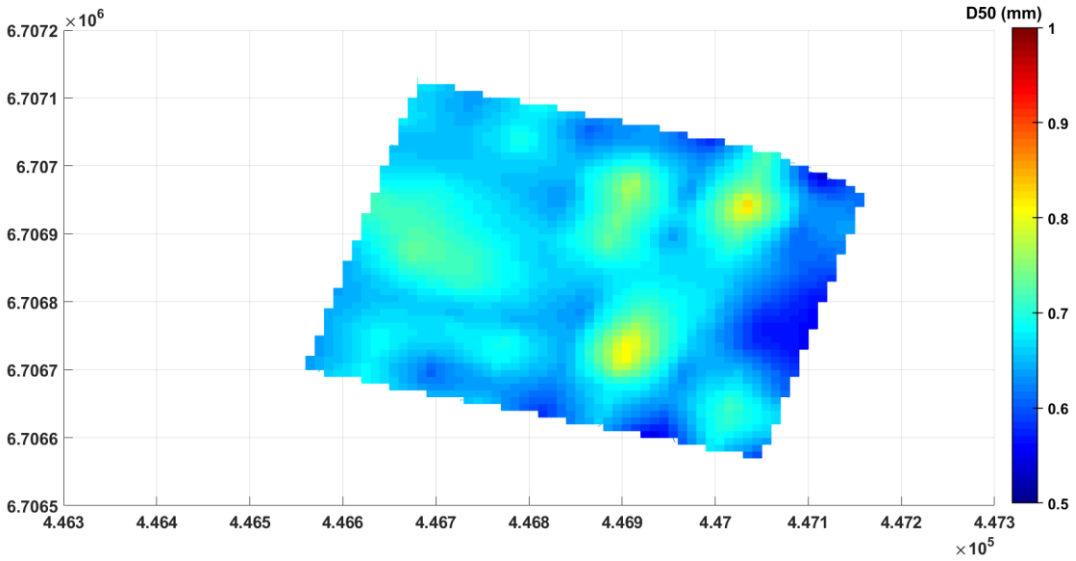


Figure IV.19 : Carte du D_{50} théorique établie à partir de mesures acoustiques hydrophones dans le chenal de la Loire à Saint-Mathurin en date du 26/01/2021 (d'après l'équation de (Thorne, 1986).

IV.2.3. Comparaison inter-sites sur le bassin de la Loire

En compléments des mesures acoustiques réalisées à Saint-Mathurin-sur-Loire, des mesures ont pu être réalisées sur 3 affluents de la Loire (L'Allier, la Vienne et la Maine) ainsi que sur la Loire aval (Montjean-sur-Loire, 049) afin d'explorer le signal acoustique de ces rivières aux caractéristiques hydrauliques et morphodynamiques contrastées. Des mesures complémentaires ont également été réalisées sur la Vienne conjointement à des prélèvements de la charge de fond à l'aide des échantillonneurs BTMA, permettant ainsi d'ajouter quelques points sur la régression $q_{s\,BTMA}=f(P)$ (Figure IV.26).

IV.2.3.1. La Maine à Bouchemaine (049)

De par les taux de charriage nuls observés sur la Maine et la granularité des sédiments qui composent le fond de cette rivière (section III.3.2.), la réalisation de mesures acoustiques passives

s'est révélée riche d'enseignements. Les mesures ont été effectuées sur le même transect que celui utilisé pour le jaugeage solide (Figure IV.20). Le 28 juin 2021, le débit de la Maine à Angers était de 86 $m^3.s^{-1}$ ce qui correspond à un débit inférieur au module. Le protocole a été identique à celui réalisé sur la Loire, avec une mise en œuvre de l'hydrophone au moyen de dérives successives passant par la section de jaugeage. Au total, 6 dérives ont été réalisées et réparties sur toute la largeur du chenal. Le signal acoustique a été intégré sur la même bande de fréquence que celle retenue pour la Loire (15 à 350 kHz). La puissance acoustique mesurée est très faible en comparaison avec les mesures réalisées sur la Loire, où la valeur la plus faible mesurée est de $3{,}7\times10^{10}$ µPa². Dans la Maine, la valeur de puissance acoustique est constante et limitée à $4{,}5\times10^{9}$ µPa² (Figure IV.20). Etant donnée la nature du fond (D_{50}=0,03 mm) et le charriage inexistant, ces mesures permettent probablement d'atteindre le niveau de bruit minimum enregistré par l'hydrophone qui correspond au bruit ambient sur la gamme de fréquence 15 à 350 kHz.

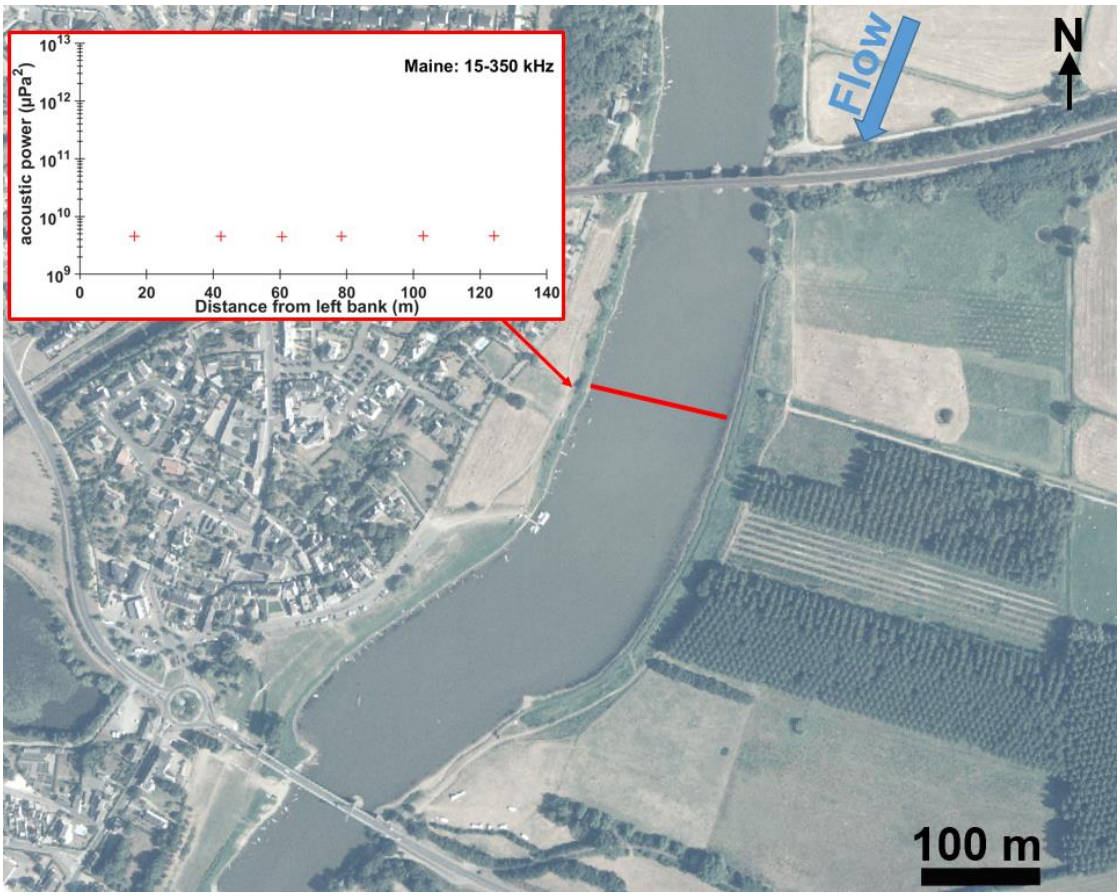


Figure IV.20 : Plan de situation des mesures hydrophone réalisées sur la Maine à Bouchemaine (049) le 21/05/2021 (Q=86 $m^3.s^{-1}$ à la station d'Angers) et cartographie acoustique correspondante (crédit photographie aérienne : https://geoportail.gouv.fr).

IV.2.3.2. L'Allier à Contigny (03)

Des mesures ont été réalisées sur l'Allier, affluent majeur de la Loire. Ce cours d'eau est caractérisé par une morphologie méandriforme avec la présence de barres de méandre. La granularité des sédiments du lit est plus grossière et hétérométrique que sur la Loire aval, ce qui constitue un élément intéressant à investiguer avec l'hydrophone large bande. Le site sélectionné est localisé à proximité de la commune de Contigny (03) dans un tronçon d'environ 50 m de large pour le niveau d'eau correspondant au moment de l'intervention (Q=45 $m^3.s^{-1}$ à Moulin, environ 30 km en aval [module=131 $m^3.s^{-1}$]). Le protocole a été identique avec 5 dérives réalisées le long d'une section transversale (Figure IV.21). Le signal a cependant été intégré sur une gamme de fréquence plus large (5 à 350 kHz) étant donnée la taille des sédiments plus grossière. Les résultats montrent des puissances acoustiques qui varient peu sur la section et dont l'ordre de grandeur est similaire aux observations sur la Loire aval (Figure IV.21).

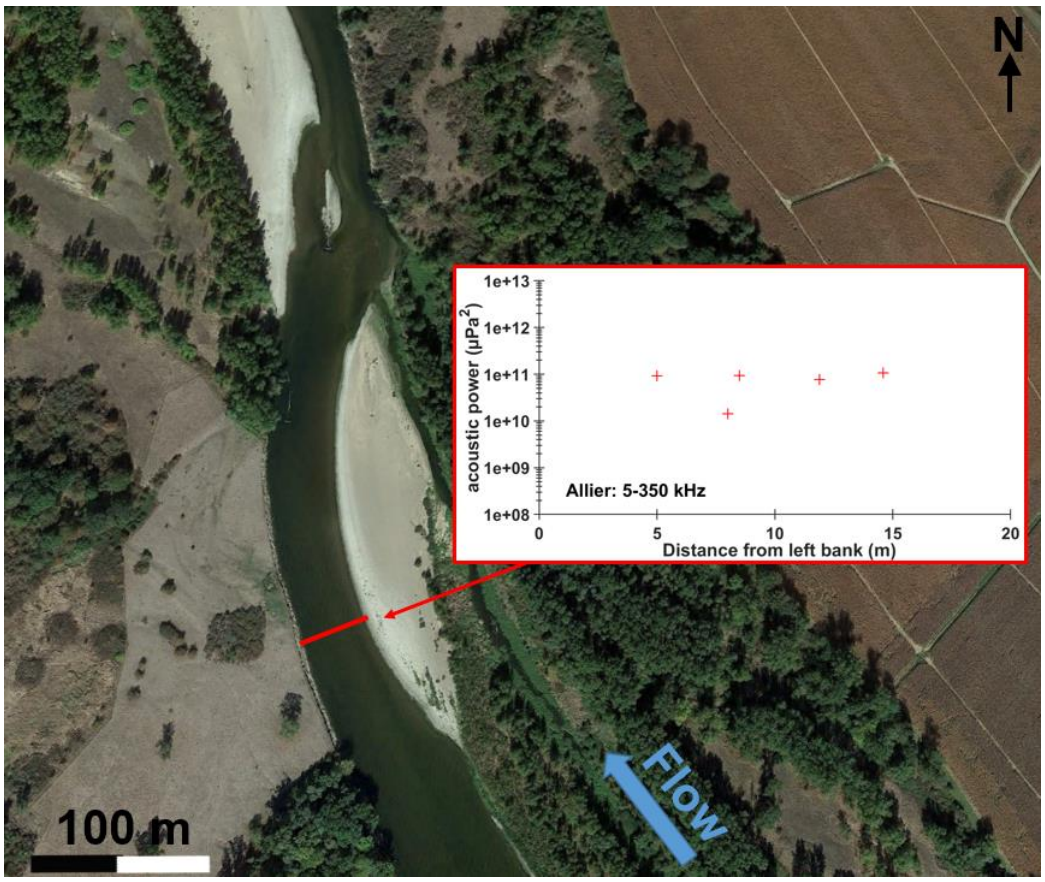


Figure IV.21 : Plan de situation des mesures hydrophone réalisées sur l'Allier à Contigny le 15/04/2021 (Q=46 $m^3.s^{-1}$ à la station de Moulin) et cartographie acoustique correspondante (crédit photographie aérienne : https://geoportail.gouv.fr). Mesures réalisées dans le cadre du projet BIP (coord. A. Lacoste).

IV.2.3.3. La Loire à Montjean-sur-Loire (049)

Des mesures ont été effectuées sur la Loire aval à Montjean-sur-Loire (049), environ 40 km en aval de Saint-Mathurin-sur-Loire. Le site est caractérisé par la présence de 39 épis transversaux qui concentrent les écoulements au centre du chenal pour les débits inférieurs au module (Q=839 $m^3.s^{-1}$). Lors de ces mesures, le débit de la Loire à Montjean-sur-Loire était de 505 $m^3.s^{-1}$ (02/06/2021) et de 380 $m^3.s^{-1}$ (22/06/2021). Sur ce site, 3 sections éloignées d'environ 1,6 km ont été investiguées au moyen du même protocole qu'énoncé précédemment. Les résultats de la première campagne (02/06/2021) montrent que la puissance acoustique mesurée est fortement impactée par la présence des épis de part et d'autre du chenal. Les sections P1 et P2 (Figure IV.22) présentent des puissances acoustiques plus élevées dans le centre du chenal. Le niveau d'eau sur la section P3 a permis de commencer les mesures en rive gauche au sein du champ d'épis avec des puissances acoustiques relativement faibles ($6,6\times10^{10}$ µPa²) en comparaison au centre du chenal ($9,8\times10^{12}$ µPa²). En rive droite, le niveau d'eau n'a pas permis de faire des mesures dans le champ d'épis et les puissances acoustiques mesurées s'en reflètent (Figure IV.22).

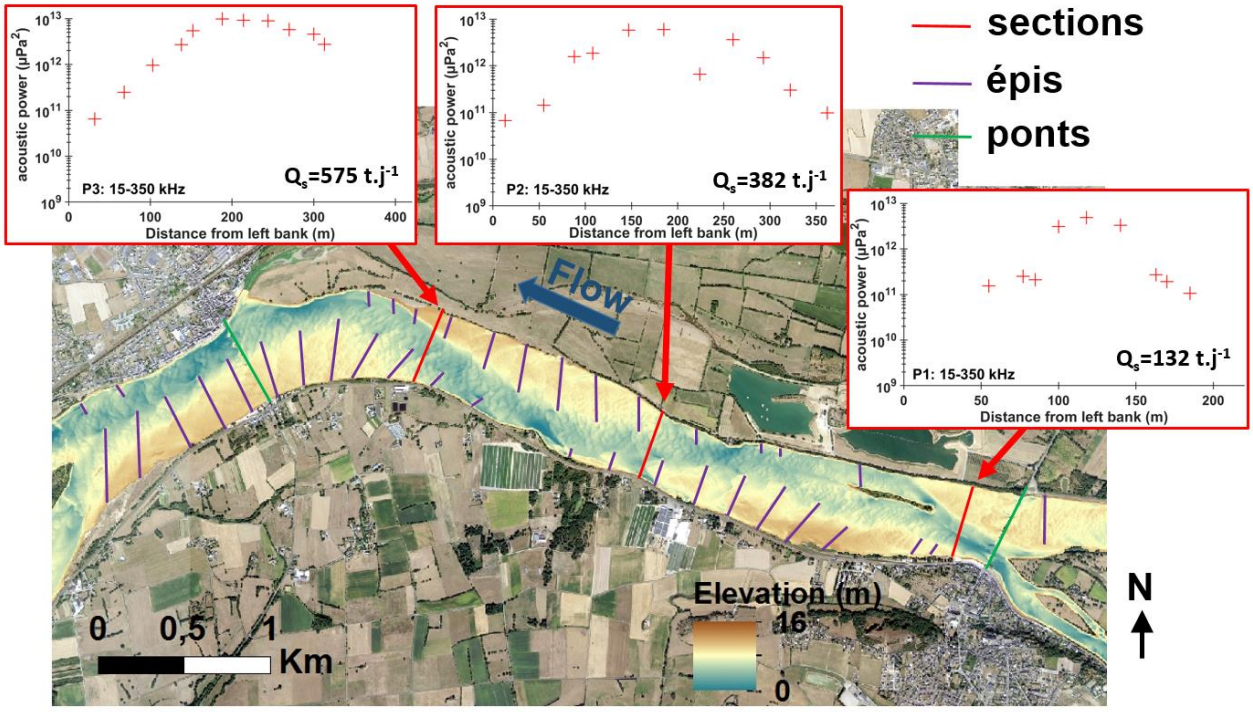


Figure IV.22 : Plan de situation des mesures hydrophone réalisées sur la Loire à Montjean-sur-Loire le 02/06/2021 (Q=505 $m^3.s^{-1}$ à la station de Montjean-sur-Loire) et cartographie acoustique correspondante (crédit photographie aérienne : https://geoportail.gouv.fr; bathymétrie multifaisceaux GIP Loire estuaire 2013). Mesures réalisées dans le cadre du projet R-TEMUS.

Les 3 sections sont proches et devraient refléter les mêmes conditions de transport. L'équation de calibration de l'hydrophone établit sur le site amont (Eq. IV.16) a été employée afin de convertir les puissances acoustiques mesurées en taux de transport unitaires. Dans un second temps, ces taux de transport unitaires sont intégrés sur la section de la même manière que les taux de transport mesurés avec les BTMA. Ce calcul permet d'identifier deux éléments : 1) les taux de transport unitaires varient entre 1 et 43 $g.s^{-1}.m^{-1}$, et 2) le transport total croit de la section amont vers la section aval. La section P1 présente un taux de transport par charriage de 132 $t.j^{-1}$, la section P2 montre des taux de charriage près de 3 fois supérieurs (382 $t.j^{-1}$), et les taux de transport sur la section P3 sont près de 4 fois supérieurs à ceux estimés sur la section P1 (575 $t.j^{-1}$). La présence d'un seuil en rive droite en amont de la section P1 ainsi que la présence du pont peut jouer un rôle dans la différence de taux de charriage observée avec les autres sections. La section P1 est plus profonde que les autres sections (5 m au centre du chenal). La vitesse moyenne sur la colonne d'eau mesurée avec un aDcp est plus élevée (1,2 $m.s^{-1}$ dans le centre du chenal) que sur les autres sections (1 $m.s^{-1}$). Cette différence de contrainte pourrait être à l'origine de la mise en suspension des sables sur la section P1 réduisant ainsi le bruit associé au charriage et négligeant une part importante du flux solide. Les contraintes étant plus faibles sur les sections aval, ce flux solide, négligé en amont car silencieux, est pris en compte à l'aval du fait d'un changement de mode de transport. Néanmoins, cet accroissement du taux de transport le long du tronçon peut également mettre en avant l'efficacité des champs d'épis qui s'accroit pour cette gamme de débit et montre que le tronçon aurait une tendance à l'érosion par la remobilisation des sédiments sur les bords des champs d'épis.

La seconde campagne, réalisée pour un débit inférieur (Q=370 $m^3.s^{-1}$), a confirmé cette tendance à la croissance des flux de charriage au sein du tronçon avec, cependant, des disparités moins importantes entre les sections jaugées (Figure IV.23). Lors de cette campagne, une quatrième section a été jaugée en aval de ce tronçon, montrant une nette décroissance du transport par charriage en comparaison à la section située juste en amont (P3, Figure IV.23). Ces valeurs sont bien inférieures à celles estimées à partir de la cartographie acoustique de Saint-Mathurin-sur-Loire (3000 $t.j^{-1}$, Figure IV.18c) mais elles semblent cohérentes par rapport à la gamme de débit observée (1700 $m^3.s^{-1}$ lors de la cartographie acoustique de Saint-Mathurin-sur-Loire, contre 505 $m^3.s^{-1}$ au plus fort à Montjean-sur-Loire). D'autre part, la valeur de transport par charriage la plus élevée, estimée sur la section de Saint-Mathurin-sur-Loire, est d'environ 60 $kg.s^{-1}$ (Figure III.19a), ce qui correspond à un taux de transport journalier d'environ 5000 $t.j^{-1}$ pour un débit d'environ 1540 $m^3.s^{-1}$ (après le pic principal de la crue).

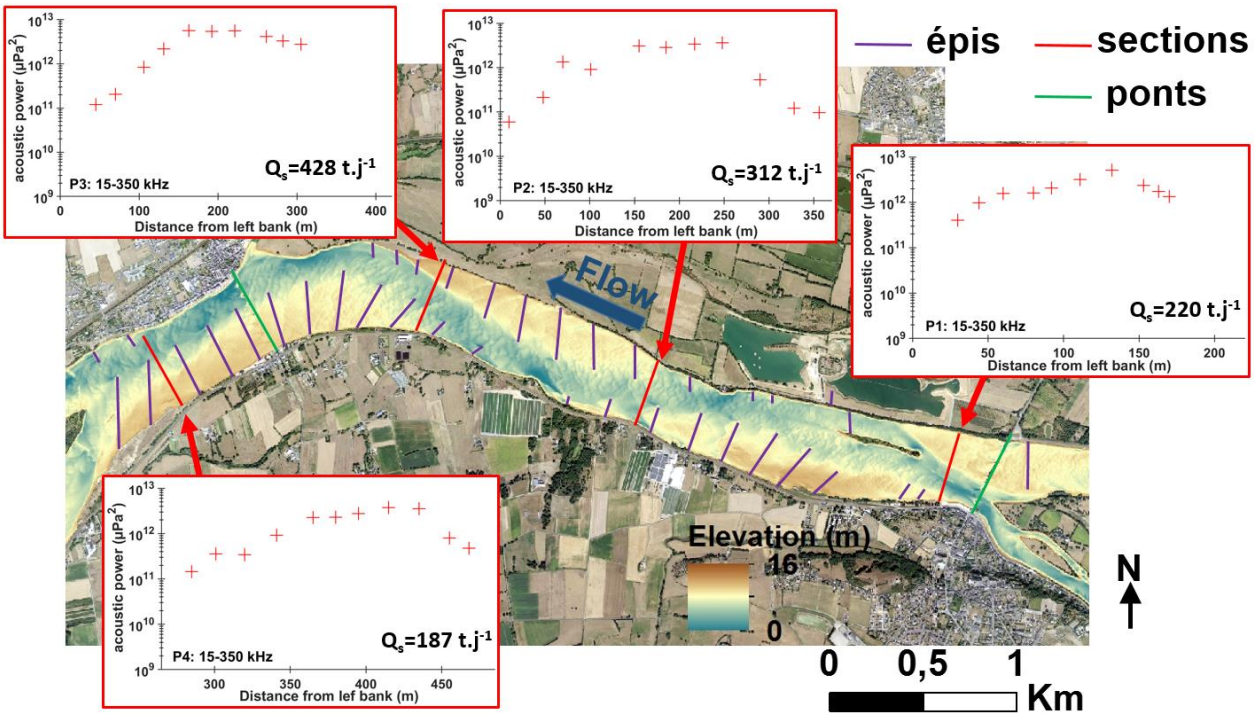


Figure IV.23 : Plan de situation des mesures hydrophone réalisées sur la Loire à Montjean-sur-Loire le 22/06/2021 (Q=370 m^3.s^{-1} à la station de Montjean-sur-Loire) et cartographie acoustique correspondante (crédit photographie aérienne : https://geoportail.gouv.fr; bathymétrie multifaisceaux GIP Loire estuaire 2013). Mesures réalisées dans le cadre du projet R-TEMUS.

D'autres campagnes plus récentes (décembre 2021 et janvier 2022) ont permis d'établir une nouvelle courbe de tarage solide basée sur la calibration de la puissance acoustique à Saint-Mathurin-sur-Loire. Cette relation de tarage est proche de celle issue du modèle hydrosédimentaire à Ingrandes (Eq. I.8) et montre une pente inférieure à la relation de tarage de Saint-Mathurin-sur-Loire qui va dans le sens des observations de décroissance des flux vers l'aval (Figure IV.24). Il faut cependant noter que cette courbe de tarage intègre le fonctionnement hydrosédimentaire de 4 sections différentes réparties sur un tronçon d'environ 5 km.

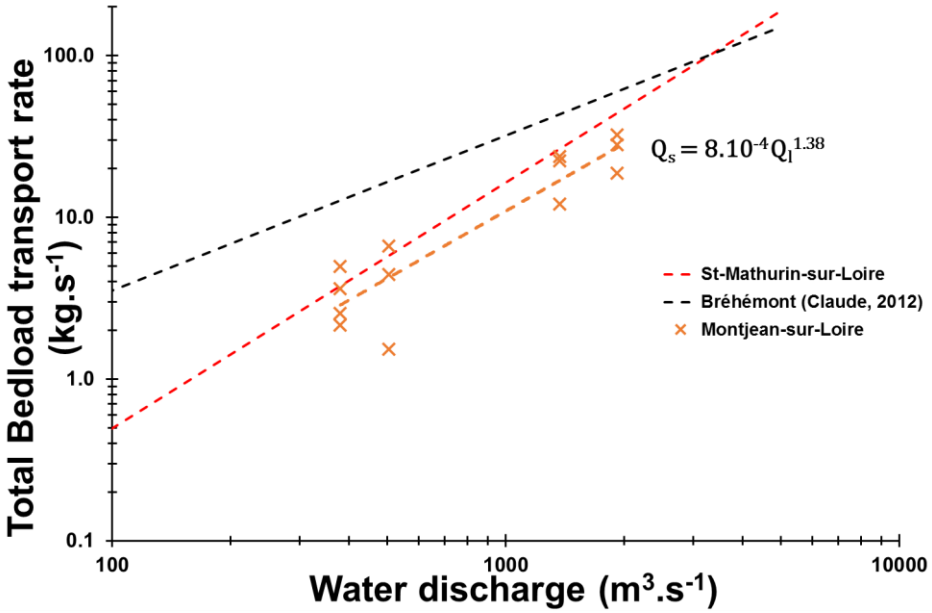


Figure IV.24 : Comparaison des lois de tarage de la Loire à Bréhémont (Claude, 2012), de la Loire à Saint-Mathurin-sur-Loire et de la Loire à Montjean-sur-Loire (4 sections différentes).

Ces différentes interprétations montrent que les mesures des flux solides au moyen d'un hydrophone doivent être analysées avec précaution. Il semble nécessaire, dans une rivière sableuse ou sablo-graveleuse, de coupler les mesures hydrophone avec des mesures courantométriques et de tendre vers le développement des méthodes acoustiques pour quantifier le transport des sables en suspension (Guerrero et al., 2014 ; Szupiany et al., 2018 ; Dramais, 2020).

IV.2.3.4. La Vienne à Chinon (037)

Les mesures réalisées sur la Vienne à Chinon (037) ont permis la comparaison entre la puissance acoustique et les taux de charriage calculés à partir des échantillonneurs BTMA. Une section de jaugeage a été définie environ 1 km en amont du pont routier qui traverse Chinon et 150 m en amont du pont de chemin de fer (Figure IV.25). A cet endroit, le lit de la Vienne mesure environ 160 m de large. Le débit moyen annuel est de 170 $m^3.s^{-1}$. Les échantillonneurs ont mesuré des flux de sédiments charriés au droit de 2 verticales. Les taux de charriage unitaires mesurés sur le site varient entre 5,4 et 31,1 $g.s^{-1}.m^{-1}$. Les conditions hydrauliques varient peu au cours des 3 journées de mesure. Par conséquent, les puissances acoustiques calculées sont quasiment identiques lors de ces 3 journées. Elles évoluent entre 3.10^{11} et $1,7.10^{12}$ µPa².

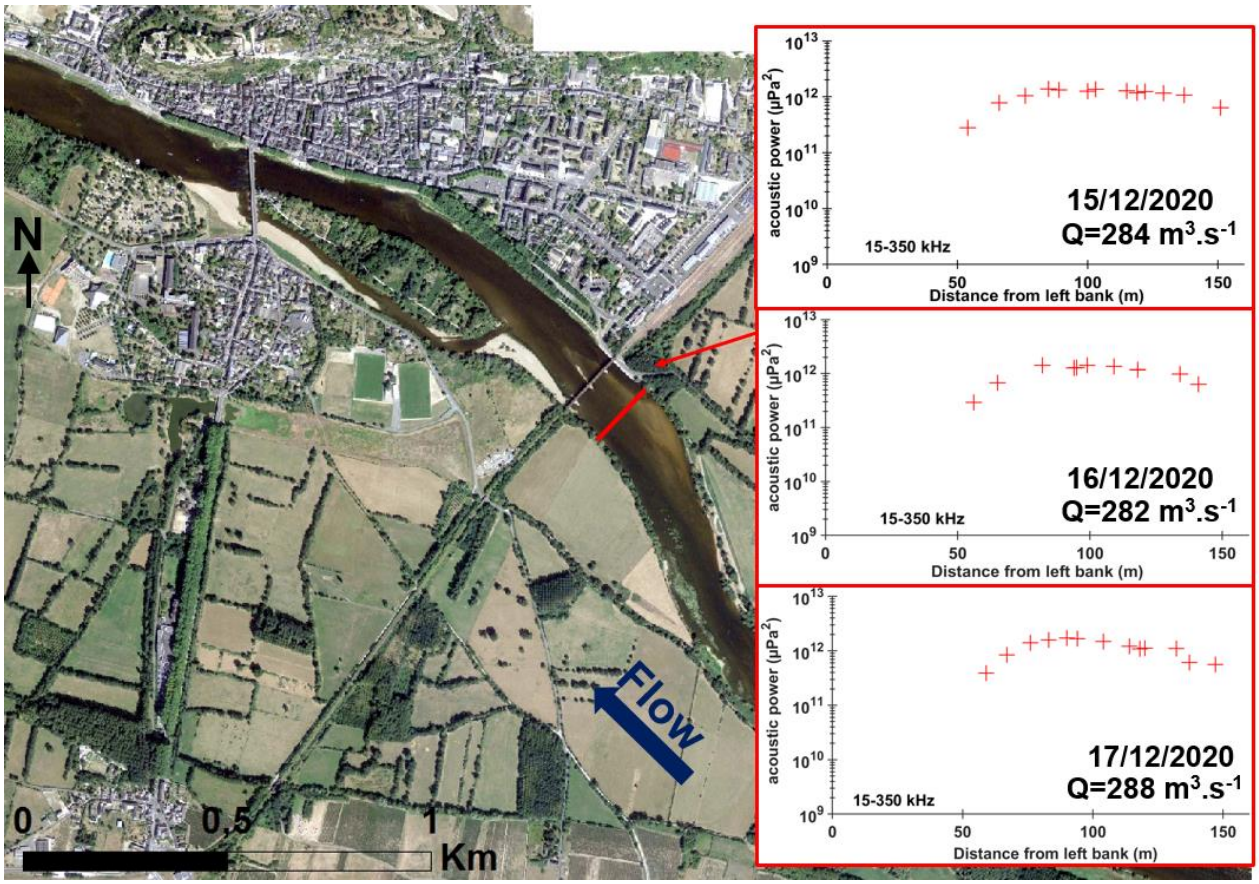


Figure IV.25 : Plan de situation des mesures hydrophone réalisées sur la Vienne à Chinon entre le 15/12/2020 et le 17/12/2020 (Q=282 à 288 $m^3.s^{-1}$ à la station de Chinon) et cartographie acoustique correspondante (crédit photographie aérienne : https://geoportail.gouv.fr. Mesures réalisées dans le cadre du projet R-TEMUS.

La puissance acoustique enregistrée à proximité des verticales de mesure a permis d'ajouter des points de comparaison sur la courbe de calibration de l'hydrophone précédemment établie (Figure IV.5). Afin de comparer les données issues des travaux de Geay et al. (2020), les taux de charriages moyens ainsi que les puissances acoustiques moyennes sur la section ont été déterminés pour chaque campagne effectuée sur la Loire et sur la Vienne. Un nuage de point global a donc été constitué dans le but d'ajuster la loi de calibration générale de l'hydrophone avec les taux de transport par charriage en prenant en compte la Loire, la Vienne ainsi que les 14 sites investigués par Geay et al. (2020) (Figure IV.26) :

$$P = 6{,}5 \times 10^{10}\ q_s^{1{,}34} \qquad \textbf{Eq. IV.18}$$

Cette équation est très proche de celles établies au préalable uniquement avec les données unitaires de la Loire (Figure IV.5).

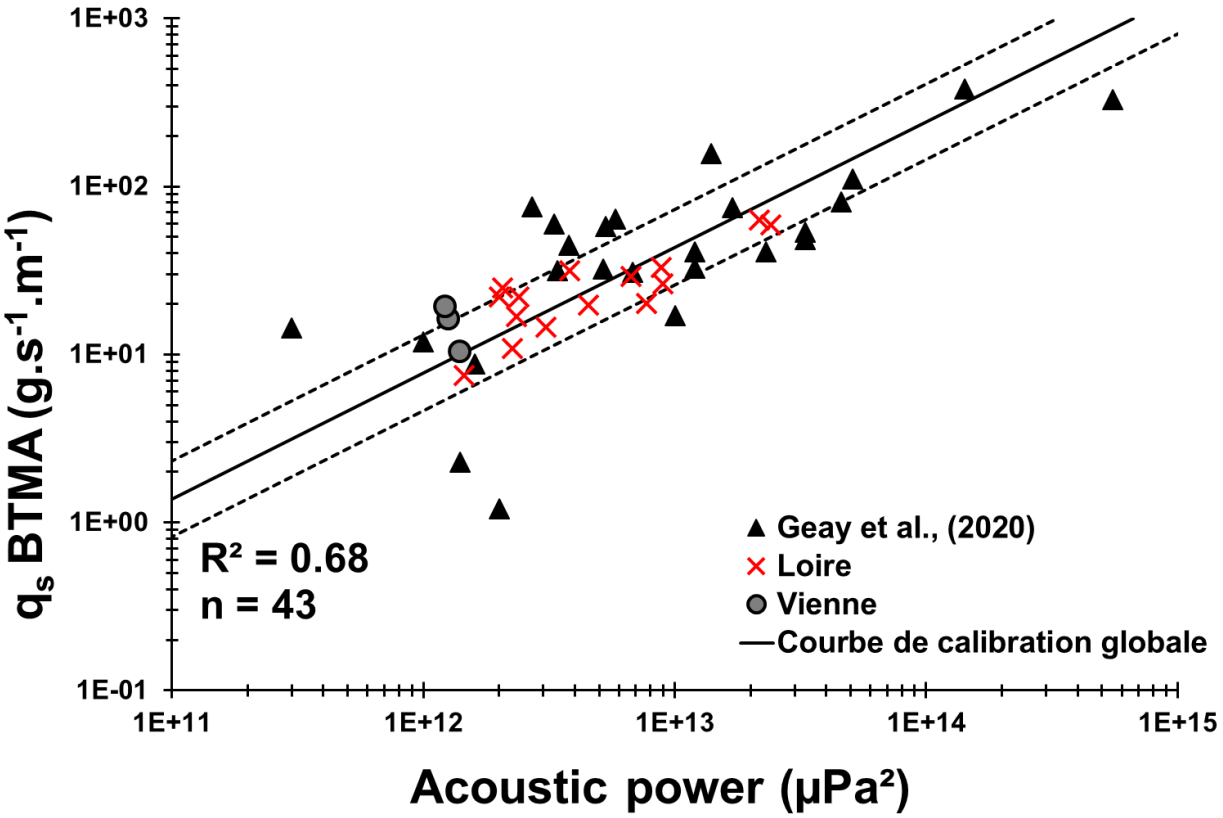


Figure IV.26 : Courbe de calibration globale de l'hydrophone (régression de type RMA, droite noire pleine) ajustée à partir des données de la Loire, la Vienne et Geay et al. (2020) avec des valeurs de puissance acoustique et de taux de charriage moyennes sur la section jaugée. Les droites en pointillées indiquent un facteur 2 des taux de transport.

IV.2.3.5. Les spectres acoustiques

Toutes ces mesures sur des sites et cours d'eau différents apportent également des informations sur la variabilité des spectres acoustiques. La comparaison réalisée dans la section IV.1.4.1 entre la Loire à Saint-Mathurin-sur-Loire, l'Isère et le Drau montre la corrélation entre la fréquence centrale du spectre et la granularité des sédiments. Des grains grossiers en mouvement génèrent un bruit caractérisé par des basses fréquences. Ainsi, plus les grains sont grossiers et plus la fréquence centrale du spectre est faible. Bien que nous ne disposions pas de données sur la granularité des sédiments de l'Allier, de la Vienne et de la Loire à Montjean-sur-Loire, les fréquences centrales calculées semblent cohérentes avec $F_{c\,Allier}$=52 kHz et $F_{c\,Montjean}$=149 kHz (Table IV.2). Le spectre acoustique médian de la Loire à Montjean-sur-Loire est très proche de celui rencontré à Saint-Mathurin-sur-Loire (Figure IV.27). Sur l'Allier, la densité spectrale semble diminuer dès 20 kHz alors que le bruit du charriage continue bien au-delà sur la Loire (Figure IV.27). Les mesures réalisées dans l'Allier sont intéressantes car elles permettent de se rendre

compte de l'aspect du spectre dans les hautes fréquences (qui correspond à la fraction fine) dans une rivière à charge grossière avec un instrument à large bande de fréquence. Ainsi, cela peut donner des indications sur une éventuelle sous-estimation due, soit à la capacité de l'instrument de mesure, soit à l'atténuation du bruit haute fréquence avec la turbulence ou la turbidité. Il serait intéressant de poursuivre les mesures avec notre instrument dans des environnements variés du point de vue de la granularité des sédiments et des conditions hydrauliques afin de mettre en évidence si l'utilisation d'un hydrophone à large bande d'écoute est bénéfique dans des rivières à granulométrie étendue, turbulentes et dont la concentration en MES est importante.

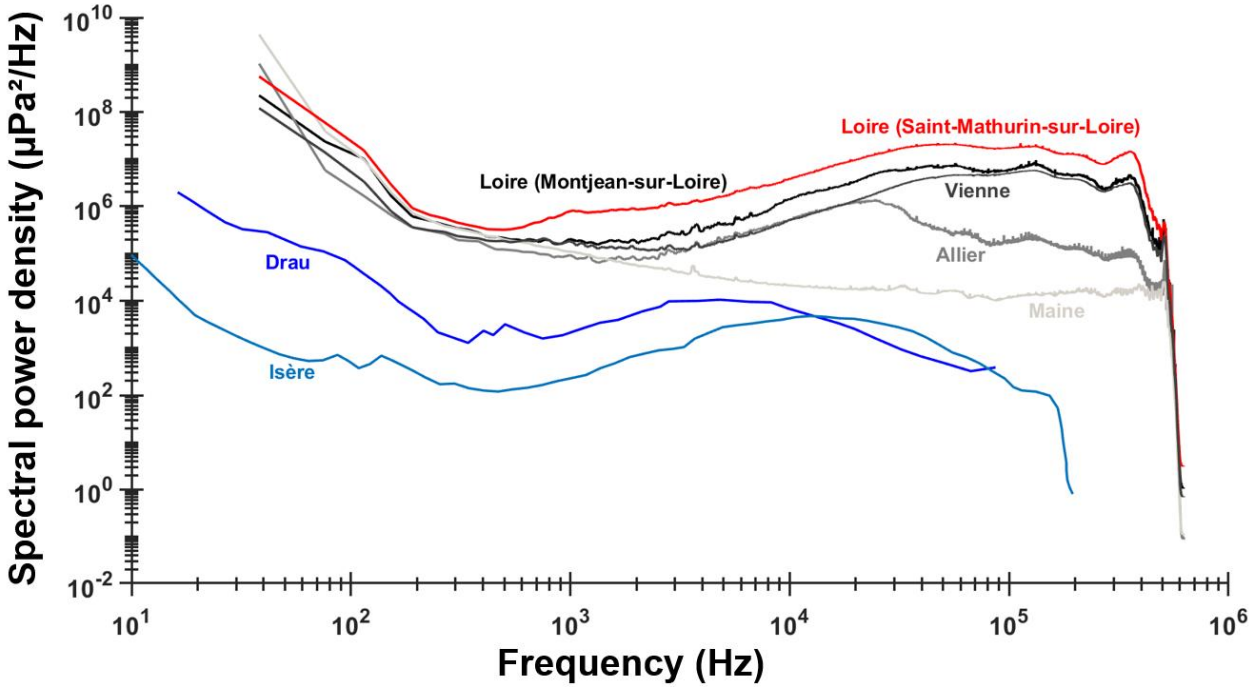


Figure IV.27 : Comparaison de PSD médian issues de mesures hydrophone réalisées sur la Loire (Saint-Mathurin-sur-Loire et Montjean-sur-Loire), sur l'Allier, sur la Maine, sur la Vienne, sur l'Isère (Petrut et al., 2018) et sur le Drau (Geay et al., 2017).

Le spectre acoustique de la Maine ne montre pas de forte densité de bruit dans la gamme des fréquences écoutées (15-350 kHz). Ces observations acoustiques coïncident avec les observations physiques réalisées *in-situ*. D'une part, la taille des grains qui composent le lit est très faible (D_{50}=0,03 mm). Les mesures bathymétriques et de charriage n'ont pas permis de révéler une quelconque activité de transport par charriage dans cette zone. Le spectre acoustique qui en résulte est donc plat dans cette fenêtre de fréquence (Figure IV.27) et reflète certainement le bruit de fond de l'appareil sur cette gamme de fréquence.

Table IV.2 : Valeurs de la fréquence centrale médiane de n spectres pour chaque rivières investiguées.

Rivières	Fréquence centrale médiane (F_c) (kHz)	Nombre de spectres (n)
Allier (Contigny)	52	5
Loire (Montjean-sur-Loire)	149	31
Loire (Saint-Mathurin-sur-Loire)	140	448
Maine (Bouchemaine)	188	6
Vienne (Chinon)	149	48

Ce chapitre constitue une part importante du travail réalisé durant cette thèse. La calibration des outils acoustiques (aDcp et hydrophone) pour la mesure du charriage nécessite un grand nombre de mesures *in-situ* pour des conditions de débits variés. Le principal atout de ces méthodes est qu'elles sont non intrusives dans le milieu et plus facile à mettre en œuvre. La comparaison de ces outils avec la méthode de référence constitue une contribution importante qui a abouti à la publication d'un article dans un journal à comité de lecture international (*Earth Surface Dynamics*). Le principal résultat de cette comparaison concerne la capacité de l'hydrophone à mesurer des flux de charriage dans une rivière sablo-graveleuse. Un hydrophone avec une large bande de fréquence d'écoute a été acquis spécifiquement pour ces travaux afin d'estimer au mieux le charriage associé aux particules les plus fines (sables). Ces travaux se sont montrés en accord avec la proposition de courbe de calibration globale réalisée sur des rivières graveleuses à forte pente (Geay et al., 2020) étendant ainsi le domaine d'application de cette relation aux grandes rivières sablo-graveleuse de plaine. Cette démarche a été étendue sur d'autres sites et rivières du bassin ligérien (Loire aval, Allier, Maine, Vienne). La facilité de mise en œuvre de l'hydrophone à contribuer à l'élaboration d'un protocole permettant la cartographie des flux de charriage à l'échelle d'une barre sédimentaire. Ceci ouvre des perspectives prometteuses tant du point de vue fondamental qu'appliqué.

Dans le chapitre III, nous avons présenté l'influence des macroformes sur le transport solide au travers des mesures spatialisées de la charge de fond. Les mesures réalisées avec la méthode acoustique passive se sont révélées être bien corrélées aux mesures directes de la charge de fond par les échantillonneurs. Cette méthode laisse donc entrevoir des potentialités prometteuses pour la cartographie des flux de charriage à l'échelle des macroformes dans les cours d'eau de plaine à charge sablo-graveleuse.

Dans le chapitre suivant, nous allons nous intéresser à la formation des barres sédimentaires et aux interactions qu'elles exercent entre elles. Dans un premier temps, l'analyse ciblera l'évolution morphologique du lit mesurée au cours des 4 années d'investigation du site d'étude. Ceci permettra de comprendre le fonctionnement morphodynamique de ce tronçon du fleuve au sein duquel, des barres migrantes sont observées. Les processus hydrosédimentaires de la formation des barres sédimentaires seront abordés et les interactions entre les barres sédimentaires discutées sur la base de mesures bathymétriques et courantométriques. Ce chapitre constitue un article soumis au journal à comité de lecture *Earth Surface Processes and Landforms*.

Chapitre V.

Formation et interactions des barres sédimentaires dans un chenal quasi rectiligne





How migrating bars influence the formation and dynamics of their peers in a straight channel of a large sandy-gravel bed river?

Jules Le Guern[1], Stéphane Rodrigues[1,2], Pablo Tassi[3,4], Florian Cordier[3], Coraline L. Wintenberger[5], Philippe Jugé[6]

[1]UMR 7324 CNRS CITERES, University of Tours, France.

[2]Graduate School of Engineering Polytech Tours, University of Tours, France.

[3]EDF R&D, National Laboratory for Hydraulics and Environment (LNHE), Chatou, France.

[4]Saint-Venant Laboratory for Hydraulics, Chatou, France.

[5]Cerema Normandie-Centre, Unité Risques Hydrauliques et Surveillance des Ouvrages et des Milieux, Blois, France.

[6]CETU Elmis Ingénierie, University of Tours, Chinon, France.

Correspondence to: Jules Le Guern, (leguern@univ-tours.fr)

Earth Surface Processes and Landforms

Earth Surface Processes and Landforms

How migrating bars influence the formation and dynamics of their peers in a straight channel of a large sandy-gravel bed river?

Journal:	*Earth Surface Processes and Landforms*
Manuscript ID	ESP-21-0313
Wiley - Manuscript type:	Research Article

Abstract

The present study investigates the morphodynamical interactions between migrating bars in a sandy gravel and nearly straight channel of the Loire River (France). We analyzed the deflection power exerted by bars on flow and sediment transport that influences the dynamics of other bars present in the channel. We also investigated the role of low flows in bar formation and migration. To this aim, the riverbed evolution has been documented using four years of bathymetrical and aDcp surveys. Flow deflection induced by the presence of bars in the channel differs for pre-existing (first order) bars and new developing bars (second order bars). The latter needs to reach an equilibrium size to influence flow direction. During low flows, first order bars are emerged and create contraction/expansion zones in the channel, inducing a temporary local geometrical forcing that leads to sediment deposition at the outlet of these zones. Sediment deposited in these specific areas can be a nucleus for second order bar formation or contribute to first order bar aggradation. According to the linear free bar theory, the critical discharge that contributes to express an alternate bar pattern is exceeded during moderate flood leading to observe a transitional bar pattern between alternate and central bar pattern.

Keywords

Bar formation, morphodynamics, interactions, flow deflection, sediment reworking, sandy-gravel bed, migration, low flows, bar mode, channel pattern.

V.1. Introduction

River bars constitute a fundamental structure of river systems. These units are defined as large sediment deposits whose length scales with channel width and height with the water depth (Jackson, 1975). Bars contribute to habitat diversity, offering contrasted hydraulic (flow depth and velocity) and substrates environments for both animal (van Steeter and Pitlick, 1998) and vegetation communities (Gurnell et al., 2012; Wintenberger et al., 2015a; Caponi and Siviglia, 2018). Bars are also involved in the morphological evolution of fluvial systems as they contribute to island development (Kollmann et al., 1999, Wintenberger et al., 2015a), bank erosion (Nagata et al., 2000) and characterization of fluvial patterns (Leopold and Wolman, 1957; Ashmore; 1991; Bridge, 2003; Crosato and Mosselman, 2009; Crosato et al., 2011).

Various communities inducing the use of misleading terminologies have studied bars. This problem has been pointed out by several authors (Miall, 1977; Smith, 1977), resulting from the fact that some terminologies refer to the form, the size or bar location in the channel, while other definitions refer to physical processes of bar formation and evolution (Crosato and Mosselman, 2020). In this study, the classification introduced by Duró et al. (2016) will be employed. This classification distinguishes forced bars and periodic bars. Forced bars arise from permanent flow perturbation or forcing, whereas periodic bars (free and hybrid bars) arise from a morphodynamic instability of the riverbed. Free bars form without any forcing and typically migrate downstream or upstream. Conversely, hybrid bars depend on both the morphodynamic instability and forcing (Rodrigues et al., 2015; Duró et al., 2016).

Many bar studies have been carried out through analytical models leading to the emergence of different, linear and nonlinear bar theories for free or forced bars (Struiksma et al., 1985; Colombini et al., 1987; Seminara and Tubino, 1989; Tubino, 1991; Schielen et al., 1993; Lanzoni and Tubino, 1999). Linear analytical models neglect nonlinear terms of the equations in order to simplify the problem and provide less information than nonlinear theories (e.g. bar amplitude values). A commonly adopted approach combines both numerical and physical modelling to incorporate additional physical processes overlooked in the analytical models (Lanzoni et al., 2000; Defina, 2003; Venditti et al., 2012; Garcia Lugo et al., 2015; Nelson et al., 2018; Cordier et al., 2020; Redolfi et al., 2020) with also some disadvantages (scaling effects, boundary conditions, modeling hypothesis). To accurately reproduce field observations, these approaches present some limitations, particularly regarding scaling effects, boundary conditions, modeling hypothesis, etc. Field studies remain rare because of the spatial and temporal scales needed to investigate bar dynamics (Lewin, 1976; Welford, 1994; Ashworth, 2000; Church, 2009; Rice, 2009; Rodrigues et

al., 2012, 2015; Zolezzi et al., 2012; Eekhout et al., 2013; Jaballah, 2015; Adami et al., 2016). Specifically, only a few studies explore interactions between bars (Ashworth et al., 2000; Cant et Walker, 1978) and their effects on flow direction (Ashworth, 1996; Claude et al., 2014) and sediment reworking.

As a working hypothesis, we consider that bars can, in sandy and sandy gravel bed rivers, be considered as forcing elements influencing the dynamics of bars present in the channel (flow deflection, lateral erosion) and contributing to the formation of new bars (sediment supply, creation of contraction/expansion areas). We investigate: 1) flow and sedimentary interactions between bars in a roughly straight reach; 2) processes involved in bar formation or development in sandy-gravel bed rivers; 3) the role of discharge variation, especially low flow periods, on bar formation.

V.2. Study site

The study site is located near Saint-Mathurin-sur-Loire, in the downstream reach of the Loire River (France), about 150 km upstream of the estuary (Figure V.1a). The study reach is 5 km long, nearly straight and the slope of the riverbed is 0.0002 $m.m^{-1}$. The channel width is relatively constant along the studied reach (*ca.* 520 m ± 50 m) although two islands can locally reduce it. Depending on the discharge variations, the width-to-depth ratio ranges between 120 and 650. Characteristic discharges were obtained from the Saumur gauging station located about 25 km upstream of the study reach. Mean annual discharge is 670 $m^3.s^{-1}$, annual flood is equal to 2300 $m^3.s^{-1}$ and the 2 years flood is about 2700 $m^3.s^{-1}$. The bed is composed of a mixture of siliceous sand and gravel (Figure V.1b) with a median diameter (D_{50}) of 0.9 mm (D_{50} ranges from 0.3 mm to 3.1 mm with a standard deviation of 0.4 mm). The 90th percentile of the sediment grain size distribution (D_{90}) is approximately 3.3 mm, varying from 0.5 to 15.7 mm. Bedload transport occurs for a wide range of flow discharges (Figure V.1C), even during low flow periods, when bars emerge ($Q<500$ $m^3.s^{-1}$). Since 1899, migrating bars have been observed in this area (Mille and Robert, 1899).

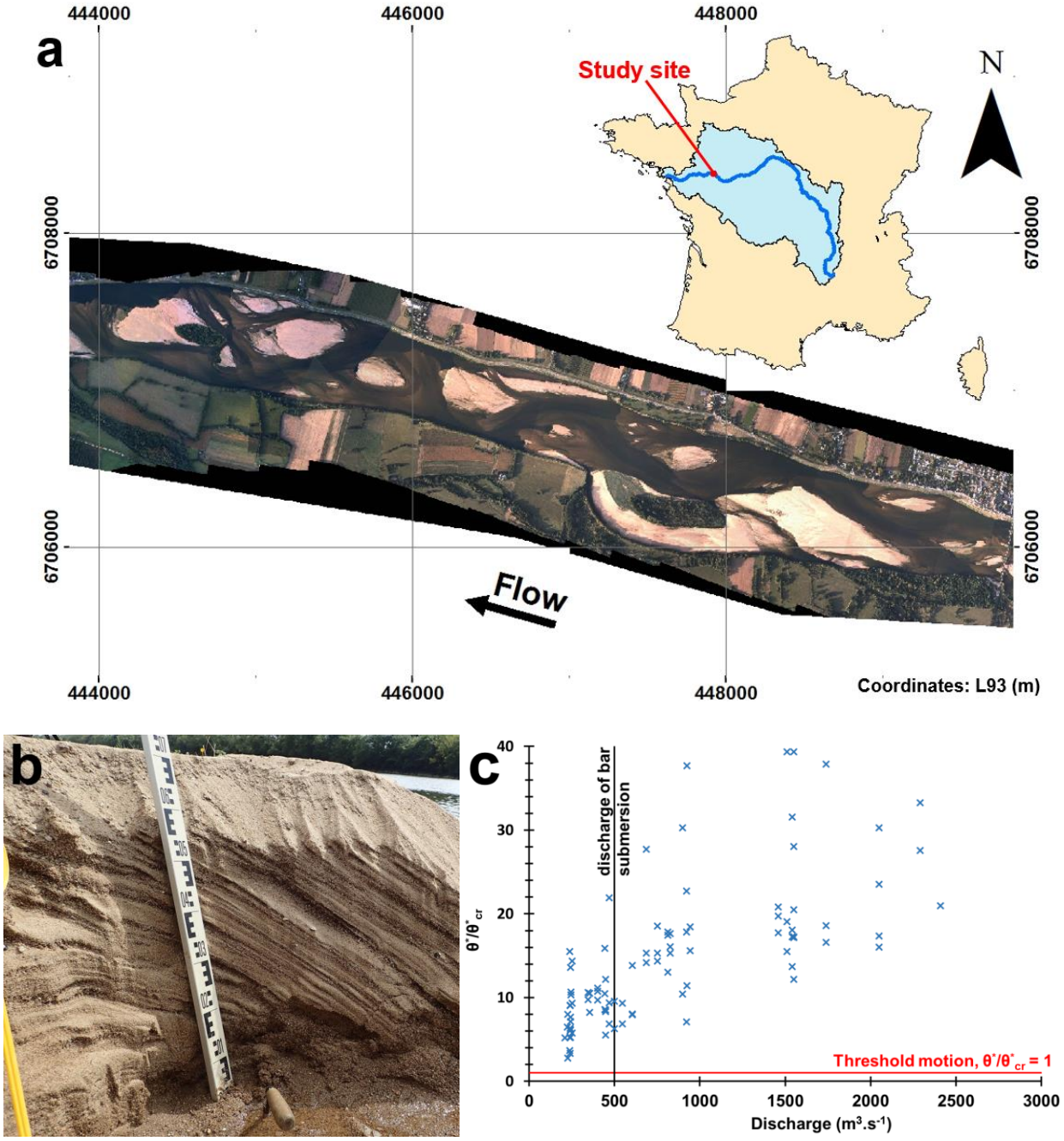


Figure V.1: a) Aerial photograph of the study site and its location in Loire River watershed (courtesy of Dimitri Lague, University of Rennes, France); b) Section of a bar front showing the cross bed stratification; c) Ratio of the Shields parameter over its critical value as a function of the flow discharge in the main channel (n = 99 samples, collected on cross section P3 [see Figure V.2b] between 2016 and 2020).

In the channel studied, most of the bars can be considered as hybrid bars because they migrate and result also from forcing (change in bank direction, narrowing, islands). Bar ordering is often used in braided (multiple bars) channels (Bridge, 2003). First order bars are defined as

bars that scale with the main channel and are emerged during low flows, whereas second order bars are formed within low flow channels (cross bar channel in the sense of Bridge, 2003) and can be submerged even during low flows. The mean bar height is approximately equal to 1.5 m and the maximum elevation of bars is around 18.5 m above sea level (a.s.l). This elevation corresponds to the discharge of first order bars submersion (Q=500 $m^3.s^{-1}$). When submerged, bars generally migrate with a celerity of 0.5 to 2 meters per day. During floods, the bar celerity can reach 4 meters per day, with superimposed dunes migrating over the bars. The mean dune height is about 0.2 m and their wavelength is about 3.9 m.

V.3. Materials and methods

V.3.1. Bathymetric measurements

Bathymetries were recorded to track changes in the riverbed for a wide range of flow conditions (Figure V.2a). A vessel was equipped with a single beam echosounder with a frequency of 500 kHz (Tritech PA500) coupled with a GPS-RTK (Magellan ProFlex 500). This configuration allowed an elevation accuracy of about 0.1 m during navigation. Longitudinal and transversal profiles were combined to describe the bed evolution and the bar morphodynamics (Figure V.2b). Collection of data set was performed between 2016 and 2020. During this period, a total of 93 bathymetric surveys were carried out; only 23 surveys are presented in this paper. The collected data set was then post-processed using Hypack 2019 software. In order to compare bathymetry diachronically, data located more than 5 m from the theoretical profile were excluded.

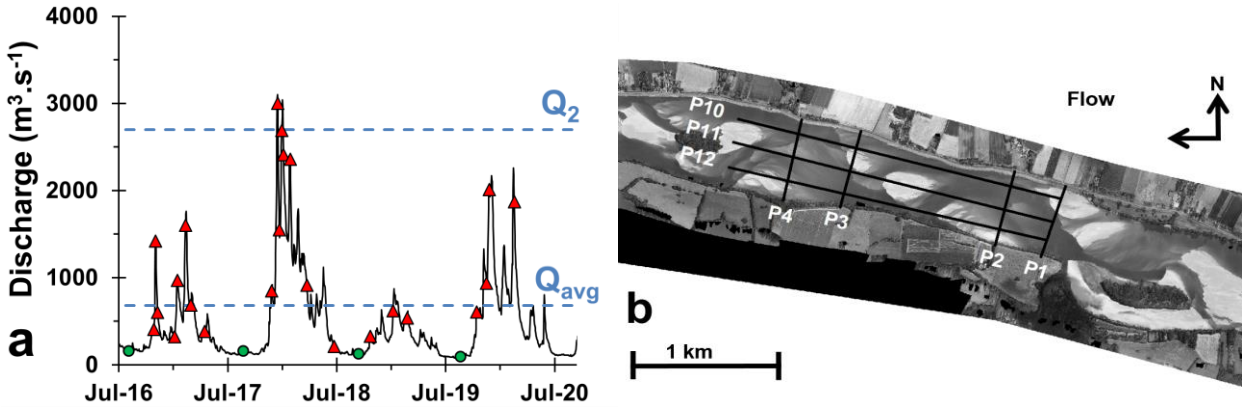


Figure V.2: a) Surveys presented in this study (red triangles) and hydrograph at Saumur gauging station (about 30 km upstream the study site). Green circles correspond to aerial photographs of the Figure V.6; b) Aerial view of the study reach (2018, Q=125 $m^3.s^{-1}$) with location of bathymetrical and aDcp profiles (courtesy of Philippe Jugé, University of Tours, France).

To quantify the potential of flow deflection exerted by a given bar for various discharge conditions on a given cross section, the obstruction ratio (ψ) was calculated as follows:

$$\psi = \frac{A_{bar}}{A_{water}} \qquad \textbf{Eq. V.1}$$

where A_{bar} is the cross sectional bar area using the maximum depth for the lower limit of the integration and A_{water} corresponds to the wetted area (Figure V.3a). This parameter differs from the Bar Growth Index (Ashworth, 1996) by integrating the lateral dimension of the bar along the cross section. Even if bar limits can sometimes be difficult to determine, the obstruction ratio translates the lateral and the horizontal bar growth on a given cross section. The longitudinal growth is not taken into account with this ratio.

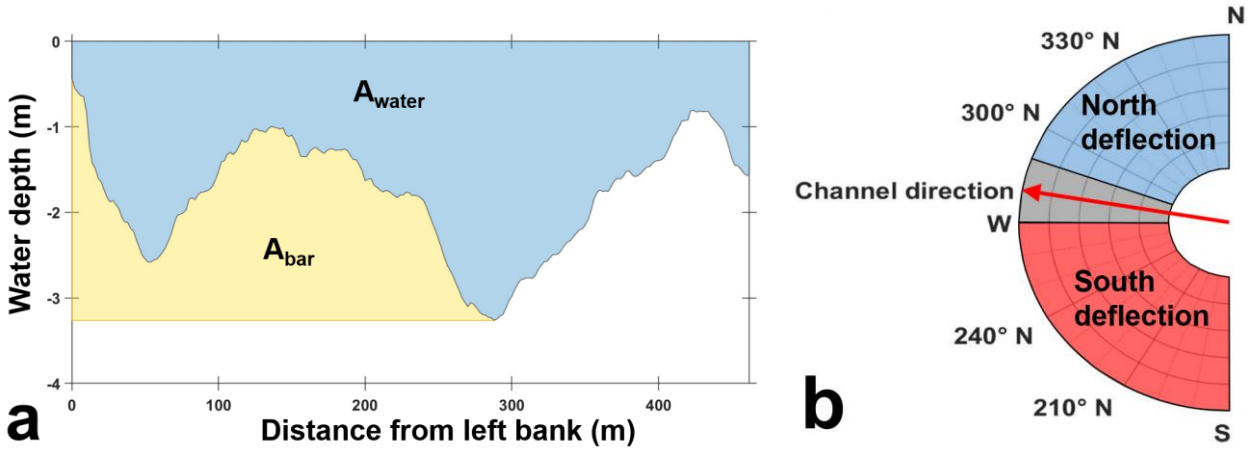


Figure V.3: Illustration of the method a) to compute water area (A_{water}) and bar area (A_{bar}) on a given cross section and the resulting obstruction ratio ψ; b) to compute the percentage of deflected flow on a given cross section.

V.3.2. Flow velocity measurements

Discharge and flow velocity were measured using a second vessel equipped with an aDcp (acoustic Doppler current profiler, Sontek M9) set to 1000 and 3000 kHz. This device automatically adjusts cell size and frequency, depending on water depth and flow velocity, to capture the highest resolution of the flow field. Data acquisition was performed at least two times per cross section and during more than 12 minutes of sensor exposure, as prescribed by Mueller et al. (2013). A total of 21 aDcp surveys were performed at the reach scale. The data set was acquired using Riversurveyor software (V4.1) and post-processing was performed using the Velocity Mapping Toolbox (VMT, Parson et al., 2013). All transects of a cross section were averaged to get a Mean

Cross Section (MCS) and export the depth-averaged velocity and the depth-averaged direction. To compute the MCS, each transect was projected onto the MCS and interpolated following a grid defined by the user. In this work, a horizontal grid node of 2 m was defined for all cross sections. Flow direction was adopted to evaluate the flow deflection induced by the presence of a bar. The flow direction distribution over each MCS was calculated using 36 bins of 10 degrees. The accuracy of flow direction given by the compass of the aDcp is approximately 2 degrees (Sontek M9). The main flow direction of the channel ($\mathrm{main}_{dir\,flow}$) was defined by the main direction of the banks at 280°N. The percentage of deflected flow of a given cross section was defined as follow:

$$\mathrm{def}_{South} = -\left(\frac{n_{count}[180-270]}{n_{total\,MCS}}\right) \quad \textbf{Eq. V.2}$$

$$\mathrm{def}_{North} = \frac{n_{count}[290-360]}{n_{total\,MCS}} \quad \textbf{Eq. V.3}$$

the south deflection (def_{South}) is computed as the ratio of MCS nodes with a flow direction comprised between 180-270°N ($n_{count}[180-270]$; towards the left bank), over total nodes of the MCS ($n_{total\,MCS}$). Conversely, the north deflection (def_{North}) corresponds to the ratio of MCS nodes with a flow direction between 290-360°N ($n_{count}[290-360]$; towards the right bank), over total nodes of the MCS (Figure V.3b). North and south deflections correspond to positive and negative percentages, respectively. The difference between the main flow direction and the mean flow direction ($\mathrm{mean}_{dir\,flow}$) of the MCS ($\Delta dir$) allowed to evaluate the intensity of the deflection over the entire cross section, as follow:

$$\Delta dir = \mathrm{main}_{dir\,flow} - \mathrm{mean}_{dir\,flow} \quad \textbf{Eq. V.4}$$

A positive (negative) Δdir means a flow deflection orientated towards the north (south) direction with respect to the main flow direction.

V.3.3. Linear free migrating bar theory

To better understand the evolution of the riverbed, bar mode was computed from the theoretical model proposed by Colombini et al. (1987). Its solution has been implemented in Matlab's toolbox Tremto V.0.1.1 (available at https://github.com/lucaadami/Tremto). This tool solves the linear theory for free migrating bars by considering the following assumptions: 1)

infinitely long channel, 2) constant water discharge, 3) rectangular cross section, 4) uniform slope, width and grain size, and 5) fully transporting cross-section that occurs only as bedload. Tremto's toolbox allowed to compute the width-to-depth ratio and its critical values for each bar mode by solving the linearized form of the shallow water and Exner equations, for flow and sediment transport, respectively. The hydraulic conditions provided to the model are the flow discharge (Q), the channel width (W) and the longitudinal slope (S). Geometric and sediment transport parameters were also documented using:

$$\beta = \frac{W}{2d} \qquad \textbf{Eq. V.5}$$

$$\tau^* = \frac{\tau_b}{(\rho_s - \rho_w) g D_{50}} \qquad \textbf{Eq. V.6}$$

$$d_{s\,rel} = \frac{D_{50}}{d} \qquad \textbf{Eq. V.7}$$

where β is the half width-to-depth ratio, d is the water depth, τ^* is the Shields parameter, $\tau_b$is the bed shear stress, ρ_s and ρ_w are the density of sediment (ρ_s=2650 kg.m^{-3}) and water, respectively, g is the acceleration due to the gravity, D_{50} is the median sediment diameter (D_{50}=0.9 mm) and $d_{s\,rel}$ is the relative roughness.

The unperturbed friction coefficient (C) was computed considering a flat bed and using Einstein's formula (1950):

$$C = 6 + 2.5 \ln\left(\frac{d}{2.5\, d_{s\,rel}}\right) \qquad \textbf{Eq. V.8}$$

Sediment characteristics are given by ρ_s, D_{50}, sediment porosity (p=0.4) and the coefficient of lateral transport (r) which allows to consider the deviation of sediment transport from the main flow direction induced by transverse bed slope (gravity). This coefficient was set to $r = 0.3$ according to literature (Colombini et al., 1987; Siviglia et al., 2013; Redolfi et al., 2019).

Bedload transport was computed using van Rijn's formula (1984a), suitable for a mean range size of sediment ranging between 0.2-2 mm (Garcia, 2008).

The theoretical model allows quantifying bar amplification rate (Ω) and angular frequency (ω) in function of, uniform flow input parameters, the bar wavenumber (λ_B) and the transverse bar mode.

A negative value of the amplification rate ($\Omega<0$) means that initial bar is vanished whereas a positive value induces the bar growth in time, differencing two regimes, namely stable (red area, Figure V.4a) and unstable (blue area, Figure V.4a). This configuration leads to a minimum width-to-depth ratio (β_c) that defines the threshold above which bars are expected to form. The angular frequency determines bar migration in time, distinguishing also two regimes, the downstream bar migration (ω>0, dark blue, Figure V.4a) and upstream bar migration (ω<0, light blue, Figure V.4a). By determining the maximum growth rate for each bar mode (m), the critical value of β can be determined for each bar mode (Figure V.4b). The bar mode is selected in function of the fastest growth rate for a given β. Alternated bar mode prevails for $\beta > \beta_c$ and subsequent mode m prevails for $\beta > \beta'_m$ (Colombini and Tubino, 1991).

In this study we focused on the instability domains of different bar modes by modifying water discharge for a 500 m wide channel (scale size of the main channel), and a 150 m wide channel (scale size of the low-flow channels).

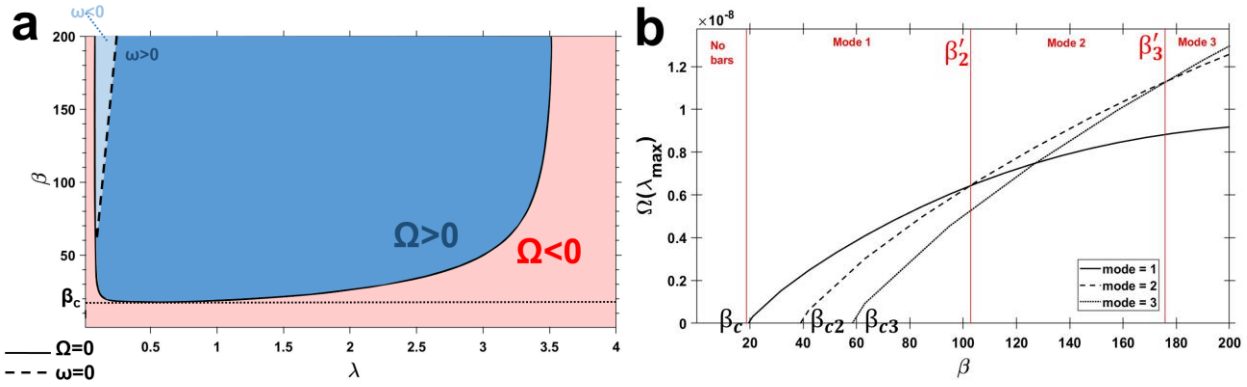


Figure V.4: a) Neutral curves for free bars stability (Ω=0) and migration (ω=0); b) amplification rate Ω of the fastest bar perturbation in function of the half width-to-depth ratio β for different bar modes. These figures were obtained using $\theta = 0.1$ and $d_{s\,rel} = 0.001$.

V.4. Results

We introduce the bar mode (m) as proposed by Crosato and Mosselman (2020) which corresponds to the number of parallel rows of alternate bars in the channel. The theoretical transverse bar wavelength corresponds to two channel widths times the bar mode (Crosato and Mosselman, 2020). In consequence, the bar mode is an indicator that can be used to describe the bar pattern. Alternate bars (m=1) are associated with a meandering pattern, central bars (m=2) are associated with the wandering channel, and multiple bars (m>2) are related to braided channels.

According to Figure V.5, the observed bar mode in the study ranges between 1 and 2. In addition, alternate and more complex bar patterns, e.g. year 2018, can be observed from the aerial photographs taken at distinct years and for comparable low flow conditions.

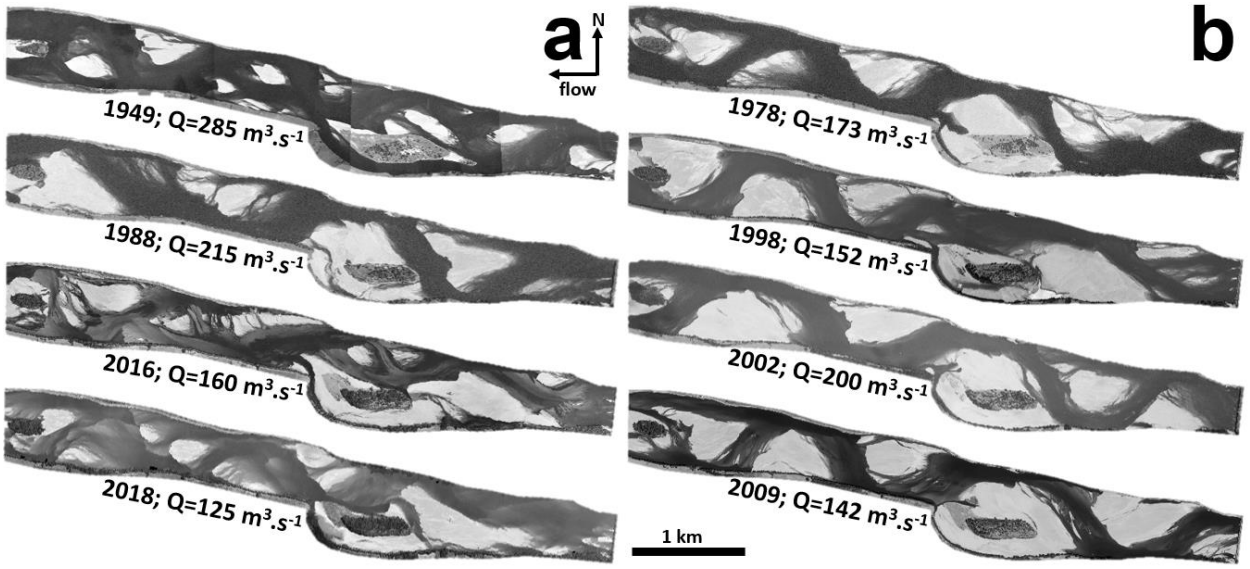


Figure V.5: Bar configurations between 1949 and 2018 for comparable discharges ranging from 125 to 285 m3.s-1 (at the Saumur gauging station) with a complex bar configuration (a; bar mode≈1 to 2), and with a more regular bar pattern (b; bar mode≈1). The difference of water level between the minimum and the maximum discharge values is estimated to be 0.3 m (source: https://geoportail.gouv.fr and courtesy of Philippe Jugé, University of Tours, France).

Bridge (1993), discussed the difficulty to establish hierarchies of bars and channels in rivers with complex morphological patterns. Different ordering schemes exist (Williams and Rust, 1969; Bristow, 1987) and are difficult to apply. It is specifically confusing between second and third order bars that could correspond to dissected segments of a first order bar (Bridge, 1993). In the present study, we distinguish first order and second order bars, using two parameters: bar scaling and water level. First order bar wavelength scale with the main channel width and emerge during low flows (discharge lower than 75% of the mean annual discharge). When they emerge, first order bars separate low flow channels. In these low flow channels, second order bars can form when shear stress is high enough to allow bed mobility (i.e., $\tau^*>\tau_c^*$, with τ_c^* the critical Shields parameter). These bars are shorter than first order bars, as they scale with the low-flow channels width and result mainly from reworking of first order bars (as chute bars and tributary mouth bars in the sense of Bridge, 2003). During the field survey (2016 to 2020), low flow periods triggered bar evolution in the main channel (Figure V.6). Similar bar patterns are observed between 2016-2017 and 2018-2019. Even if sediment transport occurs at low flows, first order bar migration cannot occur for a

discharge lower than the submersion discharge (Q=500 $m^3.s^{-1}$). As a consequence, hydrological conditions of 2016-2017 and 2018-2019 periods did not allow a significant evolution in the general pattern of bar locations (Figure V.6). The main morphological adaptation occurred between 2017 and 2018, with the presence of a newly formed bar (B5) and the downstream migration of the remaining bars (Figure V.6).

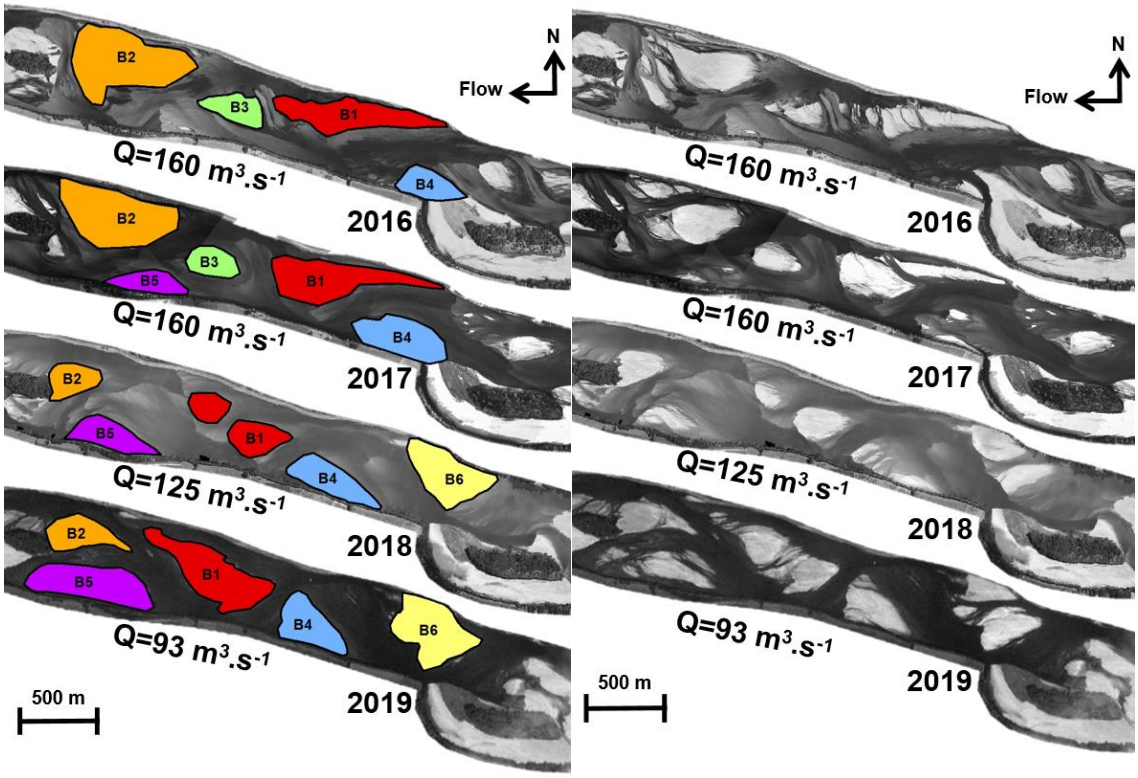


Figure V.6: First order bar identification and evolution in the study reach during low flows between 2016 and 2019 (2016 and 2018, courtesy of Philippe Jugé, University of Tours, France; 2017 and 2019, courtesy of Dimitri Lague, University of Rennes, France).

V.4.1. Flow deflection and erosion induced by bars

Figure V.7 illustrates flow direction measured with the aDcp along the upstream cross-section P1 and the middle-reach cross-section P3. Polar histograms were plotted with 36 bins of 10 degrees. Each bin indicates a range of flow direction and the length of the bin traduces the number of samples of the MCS included in a given range of flow direction. The main channel direction is represented by a red arrow at 280°N. The diachronic evolution of flow direction is presented according to several stages reported on the hydrograph (Figure V.8). In the study area, the flow direction is mainly influenced by the presence of bars that deflect the flow according to

the discharge condition, ranging from low flows to floods (Ashworth, 1996; Claude et al., 2014; Wintenberger et al., 2015b).

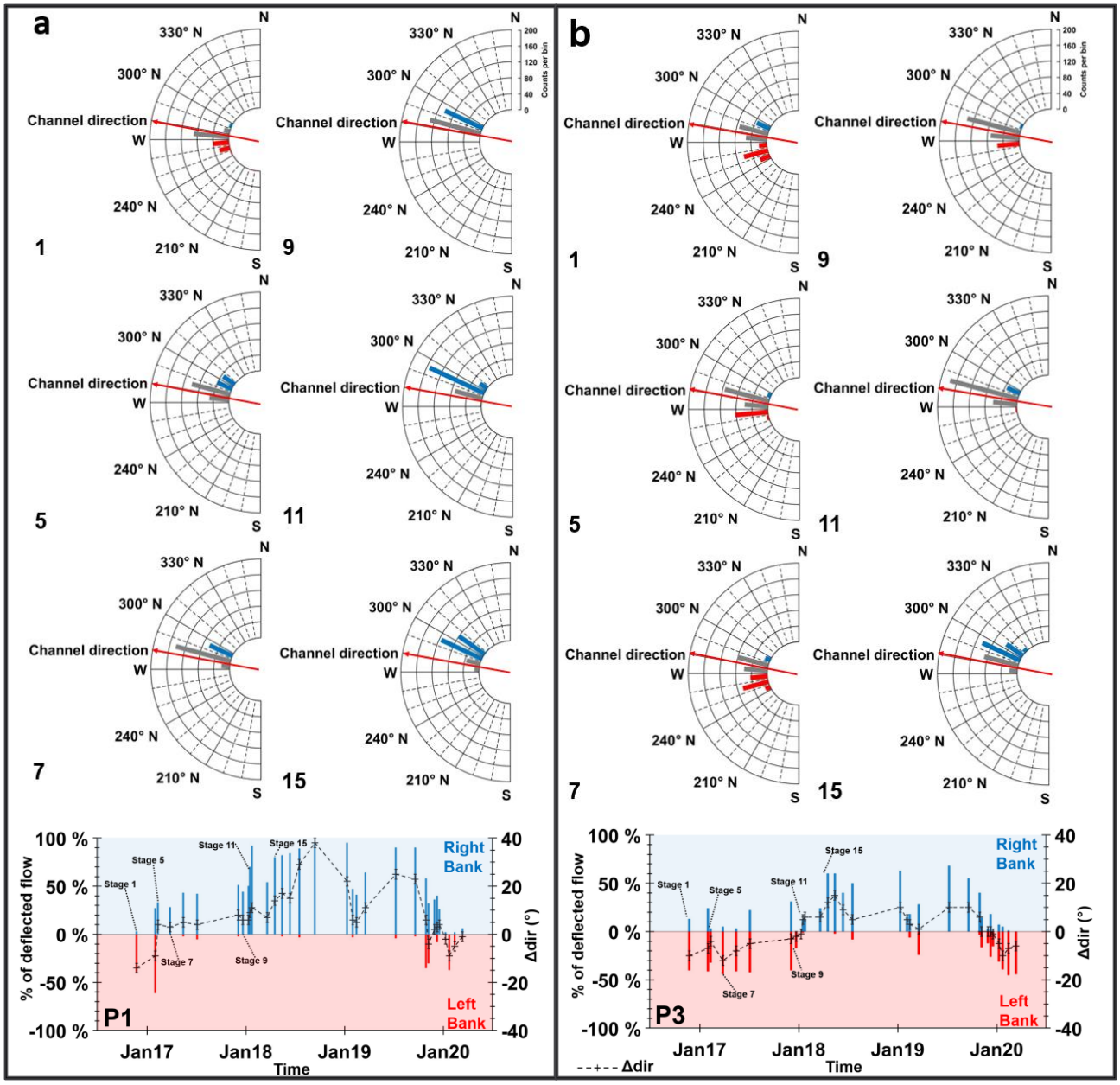


Figure V.7: Polar histogram of MCS flow direction (angles in degree), evolution of the percentage of deflected flow and Δdir over time for, a) cross section P1 and, b) cross section P3. Blue color indicates a flow deflection towards the right bank (between 290 and 360 °N) and red color indicates a flow deflection towards the left bank (between 180 and 270 °N).

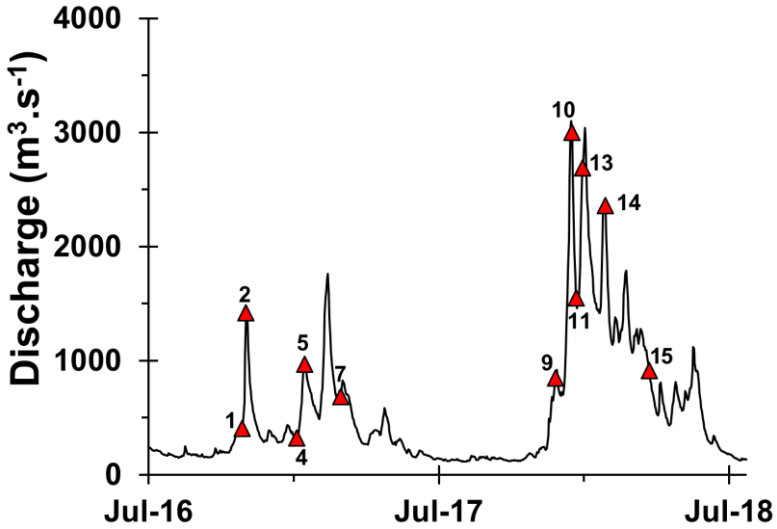


Figure V.8 : Hydrograph of the Loire River (Saumur gauging station) with stages of flow velocity and bathymetry measurements: 1, 23/11/2016, Q=406 $m^3.s^{-1}$; 2, 28/11/2016, Q=1420 $m^3.s^{-1}$; 4, 31/01/2017, Q=324 $m^3.s^{-1}$; 5, 10/02/2017, Q=967 $m^3.s^{-1}$; 7, 27/03/2017, Q=687 $m^3.s^{-1}$; 9, 21/12/2017, Q=846 $m^3.s^{-1}$; 10, 11/01/2018, Q=3000 $m^3.s^{-1}$; 11, 16/01/2018, Q=1550 $m^3.s^{-1}$; 13, 24/01/2018, Q=2690 $m^3.s^{-1}$; 14, 22/02/2018, Q=2360 $m^3.s^{-1}$; 15, 18/04/2018, Q=911 $m^3.s^{-1}$.

V.4.1.1. Influence of first order bars on flow deflection

On the cross section located in the upstream part of the reach (P1), the initial bathymetry survey (Figure V.8, stage 1) shows the presence of a bar at the right side of the channel (Figure V.9a, B1). At low water level in November 2016, the presence of this bar is associated with a general orientation of the flow towards the left bank of the channel; almost 40% of the flow is orientated to the south (Figure V.7a, stage 1). During the subsequent flood (Figure V.8, stage 2), a bar (B4) migrated from upstream to the left part of the cross section P1 (Figure V.9a) and deflected the flow (from 27% to 92%) towards the right side of the channel (Figure V.7a, stage 5 to stage 15). For the same time period, Δdir evolved from a negative (-15°N) to a positive value (+5°N), resulting in a change of flow orientation towards the north. The influence of bar on flow direction was also recorded at higher discharges (for mean annual discharge [Figure V.7a, stage 7] or flood discharge [Figure V.7a, stage 11]). This change in flow direction induced the progressive lateral erosion of the opposite bar B1 (Figure V.9a). The decay of bar B1 started during the flood of winter 2017, between stage 1 and stage 4 (Figure V.8) on the upstream section (Figure V.9a). The bar B4 migrated on the section P2 during the high flow period of 2018 (Figure V.8, stage 10), meaning that erosion of the bar B1 started later on section P2. As well as the percentage of deflected flow towards the right bank, the obstruction ratio of the section P1 progressively increased between stage 1 (36%) and stage 7 (54%) (Figure V.10a) when the bar

B4 migrated through this section. Between stage 9 and stage 11, the obstruction ratio decreased until 11% due to the migration of the bar B4 downstream the section P1. At the same time, the obstruction ratio increased on the section P2, reflecting the downstream migration of the bar B4. The intensity of the deflection increased on section P1, as bar B4 migrated downstream, illustrating a downstream control of flow direction (Figure V.10a).

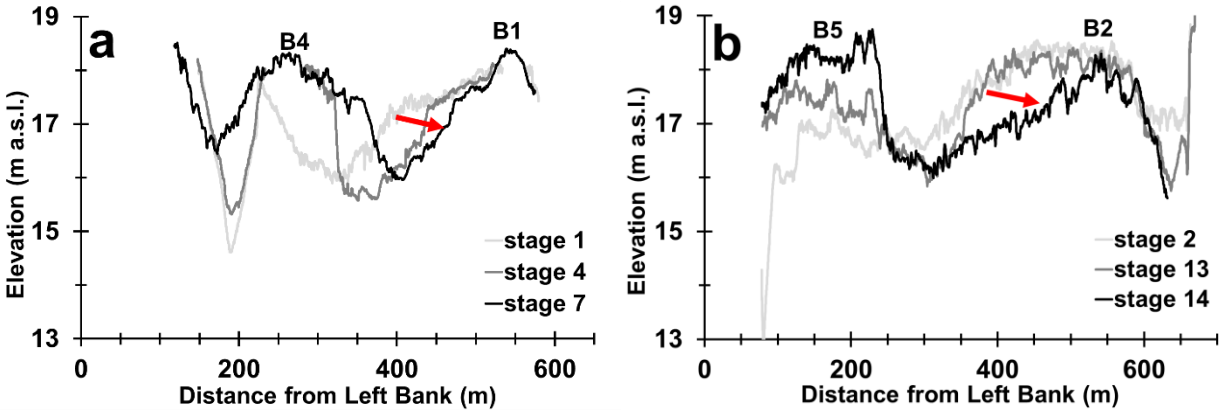


Figure V.9: Evolution of the riverbed along, a) cross section P1 between November 2016 and March 2017; b) cross section P4 between November 2016 and January 2018. Red arrows highlight the bar decay.

V.4.1.2. Effect of second order bar on flow direction

Four first order bars (as defined at the beginning of section 1.4), namely B1 to B4, were identified during the low flow stages of 2016 (Figure V.6). During the low flow period in 2017, a new bar (B5) was identified downstream profile P3, in the left part of the channel. At the initial stage, before the formation of the bar, 40% of the flow was orientated towards the left bank (between 240 and 270°N; Figure V.7b, stage 1). During the early stage of development, the presence of the bar B5 did not modify the flow direction (Figure V.7b, stages 5 and 7). Its deflection effect started during the rising limb of the flood of winter 2018. As detailed in section V.4.2.1, during this flood, the new formed bar B5 grew up and reached the elevation of the other first order bars present in the study area (Figure V.12b). After this flood, the size of the bar B5 was sufficient to influence the flow and morphodynamics of other bars. The last is depicted by a shift of flow direction to the north (Figure V.7b, stage 9 to stage 15). The flow direction gradually shifted towards the right bank with 12% of the flow at stage 11 and 60% of the flow at stage 15, orientated to the north. The decay of bar B2 was observed since January 2018 (Figure V.9b, stage 13) progressively correlated to the formation of the bar B5. Besides, bathymetry corroborated observations of flow deflection from aDcp measurements (Figure V.7b).

The obstruction ratio (ψ) of the bar B5 is too small to affect flow direction towards the right bank during the initial stages (13%, stage 1 to stage 11, Figure V.10b). After stage 7, the bar B5 migrated downstream section P3. The obstruction ratio on the section P4 increased and reached about 32% after the stage 11, leading to the beginning of flow deflection towards the right bank due to the presence of the bar B5 (Figure V.10b).

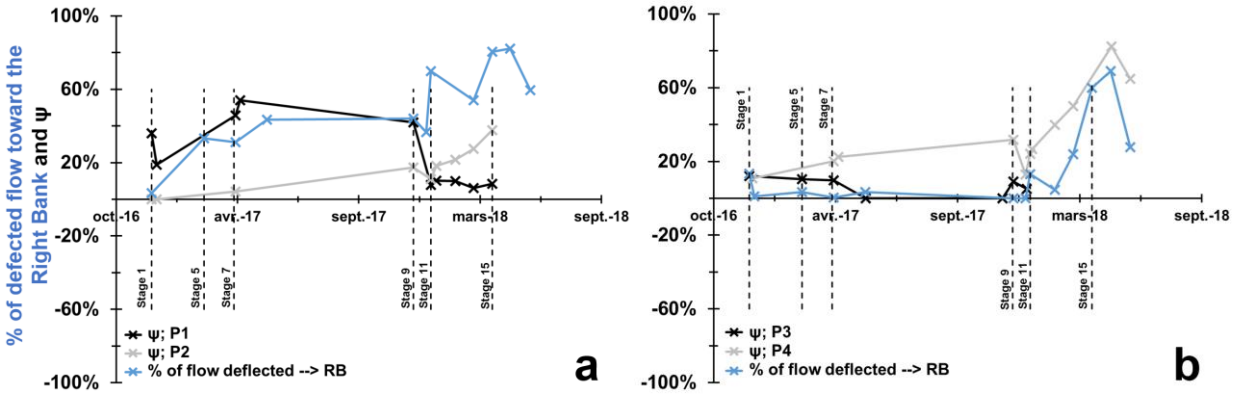


Figure V.10: Evolution of the percentage of flow deflected towards the right bank associated with the presence of a bar located in the left bank, and evolution of the obstruction ratio (ψ) along cross-sections a) P1 and P2; and b) P3 and P4.

V.4.2. Contribution of sediment reworking to bar dynamics

Lateral erosion occurring during the falling limb of floods and low flow periods added to the reduced sediment supply coming from upstream, allowed the formation of sediment deposits in the channels between emerging bars. These deposits, mainly reworked from previously deposited bars, can participate to bar morphodynamics by contributing to formation of second order bars or to the aggradation of first order bars.

V.4.2.1. Second order bar formation at low flows

At the initial stage (Figure V.11, stage 3), the left part of the channel is almost flat and characterized by the presence of a dune field. These dunes have a mean height of 0.25 m and a mean wavelength of 4.5 m. Their migration celerity is 30 $m.d^{-1}$. This dune field was already present during the low flow period that preceded the flood event (stage 2) and probably results from sediment reworking. The erosion of the upstream opposite bar (B1) induced a significant local sediment supply (Figure V.9a), forced to the left part of the channel due to the presence of a first order central bar downstream (B3, Figure V.6, 2016 and 2017 configuration). During the falling

limb of the flood of December 2016 (Figure V.12a, stage 3 to stage 4), two small bars of 1.2 m in height were individualized (Figure V.11, stage 4). These small bars merged and, during the rising limb of the subsequent flood of March 2017, the new formed bar (B5) slowly grew in amplitude from 1.2 m to 1.4 m (Figure V.11, stage 6). The latter bar migrated during the falling limb of the flood, with a mean celerity of 1 $m.d^{-1}$ (Figure V.11 and Figure V.12a, stages 6 to 8).

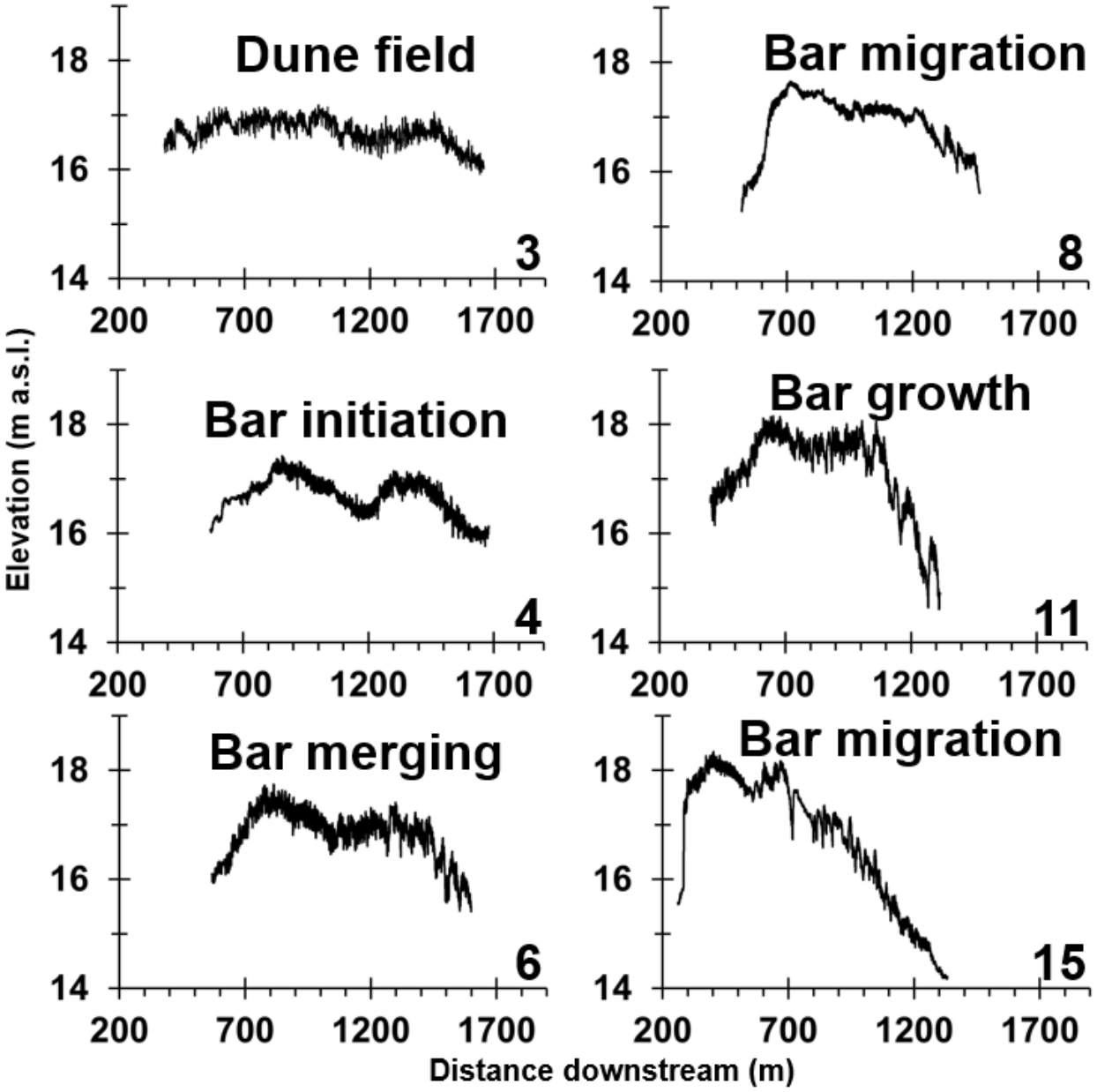


Figure V.11: Bed evolution along the longitudinal profile P12, showing the formation of a bar (B5). Please see Figure V.2b for the location of P12 and Figure V.12a to identify the stages.

Bar evolution is illustrated by considering bar wavelength and maximum bar elevation. The latter is preferred to bar height as it can be locally biased by sediment supply that fills the channels

located downstream of the bar front, reducing the value of bar height (see section V.4.2.2.). Furthermore, it can affect the bar wavelength measurement, in particular when the bar front is eroded during low flow period or when sediment deposition occurs downstream or upstream of the bar (Figure V.13a, stage 15 to 19; Figure V.12b). The decreasing wavelength at the initial stages of bar development is due to the higher celerity of the upstream bar (B4) between stage 4 and stage 8. During this period, B4 migrated at a mean celerity of 4.2 $m.d^{-1}$ whereas B5 migrated at 2.1 $m.d^{-1}$, reducing the distance between the two bar fronts. After the low flow period, a 2 years flood (January 2018, stage 11 to stage 15) allowed the growth of the bar. By considering maximum bar elevation, the bar B5 reached a maximum value since stage 15 (about 18.2 m a.s.l.). The presence of dunes over bars (about 0.25 m from stage 11 to stage 15, Figure V.12b) might affect the accuracy of the estimation of maximum bar elevation. As explained in section V.4.1.2., this bar started to interact with flow and pre-existing bars when it reached an elevation of 18 m a.s.l. (stage 11). During the falling limb, bar migration occurred with a mean celerity of 3.4 $m.d^{-1}$ between January and April 2018 (Figure V.11, and Figure V.12a, stage 11 to stage 15). The bar celerity is correlated to flood stages with higher celerity at the peak of the flood and decreasing celerity during the falling limb of flood events (Figure V.12a).

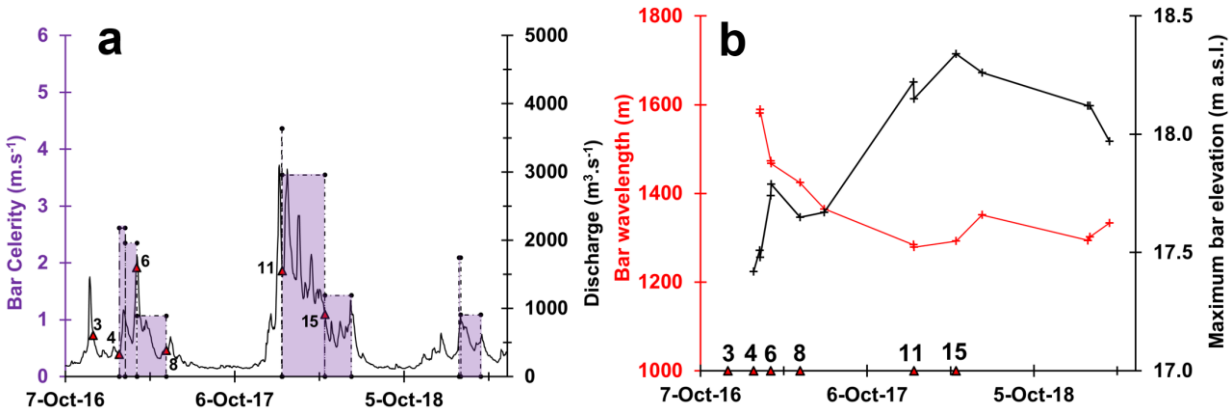


Figure V.12: Temporal evolution of the newly formed bar B5, a) bar celerity and hydrograph with relative stages of Figure V.11; b) bar wavelength and maximum elevation.

V.4.2.2. Sediment supply for bar aggradation during subsequent floods

At low flows, sediment supply can contribute to the migration of bars located downstream. For example, in the left part of the channel, two bars were present (Figure V.6, 2018, B4 and B5). During the falling limb of a flood (Figure V.13c, stage 15 to stage 16), bar B1 partitioned the flow into two small channels. In these narrowed areas, sediment transport occurred and induced sediment deposition at the outlet of the low flow channel (Figure V.13a, stage 16, between 1400

and 1600 m). This low flow sediment accumulation (second order bar SB4) increased in length during the low flow period and the subsequent flood did not allow bar B4 to merge with this deposit (Figure V.13a, stage 18, between 1200 and 1600 m). The falling limb of the flood and the subsequent low flow period reworked the SB4 in front of the bar B4 (Figure V.13a, stages 19 and 20). This reworking allowed the separation of B4 and SB4, letting SB4 smaller and not influenced by B4. During the rising limb of the flood SB4 migrated with a mean celerity of 5.2 $m.d^{-1}$ between stage 20 and stage 21. Finally, the SB4 migrated downstream and reached B5.

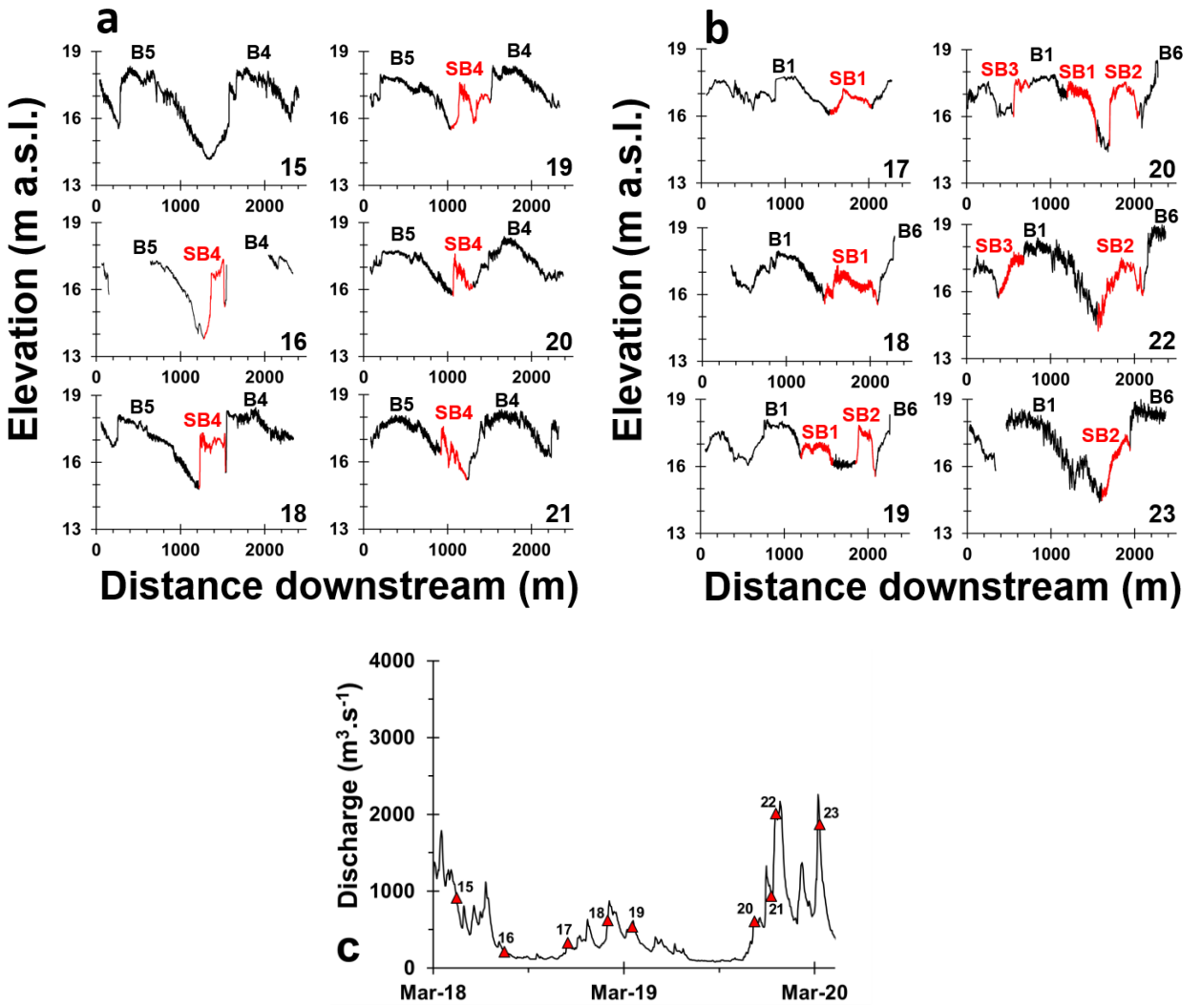


Figure V.13: Bed evolution between April 2018 and January 2019 along, a) P12 longitudinal profile and; b) P10 longitudinal profile. Red lines are related to distinct second order bars mentioned in the text. Please see Figure V.2b for profile location.

Sediment supply during low flow periods can also merge with bars coming from upstream. At the right side channel, sediment supply is introduced from the main low flow channel orientated to the North West between the bar B6 and the bar B4 (Figure V.6, 2018). SB1 occurred between

bars B6 and B1 (Figure V.13b, stage 17, between 1700 and 2000 m) during the low flow period. The subsequent high flow period allowed bar migration and SB1 migration towards bar B1 (Figure V.13b, stage 18). SB1 continued to migrate during the falling limb of the flood (Figure V.13c, stage 18 to 19 and Figure V.13b, stage 19, between 1200 and 1600 m), while a new sediment accumulation (SB2) formed downstream bar B6 (Figure V.13b, stage 19, between 1800 and 2100 m). During the low flow period of summer 2019, SB2 increased in size (Figure V.13b, stage 20, between 1700 and 2100 m), and another second order bar formed downstream of the bar B1 (Figure V.13b, stage 20, SB3 between 600 and 800 m). Consequently, the bar B1 was nourished by immediately upstream and downstream deposits (Figure V.13b, stage 22), which merged during the following high flow period, while the bar B6 merged with SB2 (Figure V.13b, stage 23).

V.4.3. Field observations and theoretical bar analysis

To better understand the formation of bars on the study site, the linear theory of free migrating bars (Colombini et al., 1987) was applied (see section V.1.3.3.). As the geometrical forcing exerted by first order bars was identified as a key parameter for the bar dynamics in the study site, the theory was applied for two different channel configurations. Firstly, the entire channel width was considered (500 m, Figure V.14a) corresponding to the bankfull conditions (flood condition and first order bars submerged); and secondly the width of the low flow channel created by the emergence of first order bars and corresponding to the active channel width at low to intermediate flows (150 m, Figure V.14b). For both cases, the width-to-depth ratio (β) remained over the critical value (β_c, Figure V.14). This implies that the channel is always in the unstable regime of bar, even for a 50 years flood (6000 $m^3.s^{-1}$). Moreover, the decreasing of flow discharge increases the width-to-depth ratio (β), until reaching the threshold value of the shifting between mode 1 and mode 2 (β_2'). Above this threshold value, mode 2 is the most unstable mode.

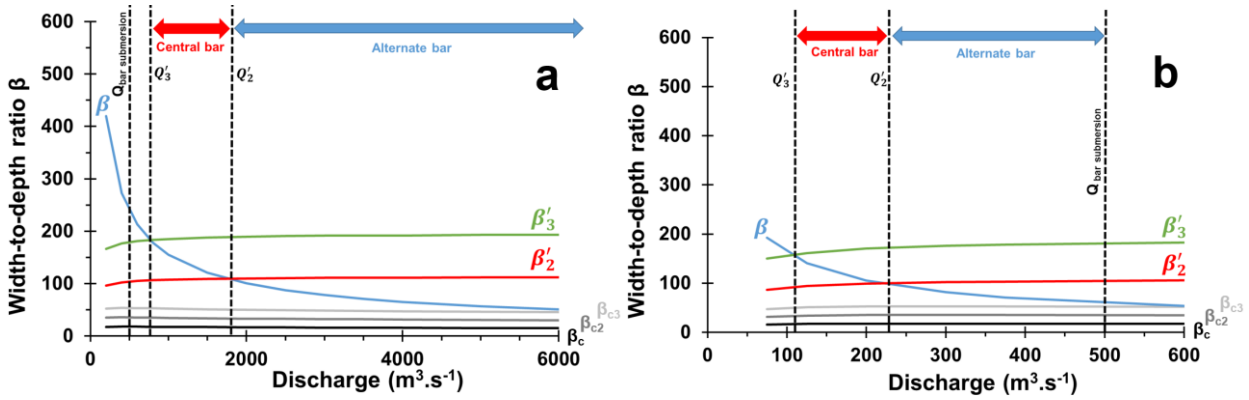


Figure V.14: Evolution of the calculated half width-to-depth ratio as a function of water discharge in, a) a 500 m wide channel; b) a 150 m wide channel.

For the entire channel (500 m), the model shows a $\beta_2' = 110$ that corresponds to a flow discharge of 1800 $m^3.s^{-1}$ (Q_2', Figure V.14a). Below this discharge value, the central bar regime dominates. On the study site, flow discharges below 500 $m^3.s^{-1}$ are associated with first order bar emergence (Figure V.6, bar B3) and creation of low flow channels of smaller scale, that divides flow (40% of the total discharge passing through the left side channel, Figure V.6, 2016 and 2017).

When the model is applied for a width corresponding to low flow conditions (150 m), the alternate bar mode dominates from 500 $m^3.s^{-1}$ (corresponding to submergence) to 230 $m^3.s^{-1}$ in the main channel (Q_2', Figure V.14b) that corresponds to the width-to-depth ratio of shifting between mode 1 and mode 2 at low flow channel scale.

The longitudinal variation of the width-to-depth ratio for the bed configuration before bar B5 formation (Figure V.6, 2016) is plotted in Figure V.15a. Although it is not as strong as for low flows, there is a decrease of the width-to-depth ratio between 2000 m and 1500 m from downstream, followed by an increasing width-to-depth ratio from 1500 m (Figure V.15a). This zone presents a small variation in river width for water discharges higher than the discharge of bar submersion (Q=500 $m^3.s^{-1}$), but the emergence of bars at low flow condition generates a flow contraction/expansion zone. The initiation of the bar B5 occurred in the expansion area at low flows (Figure V.15a).

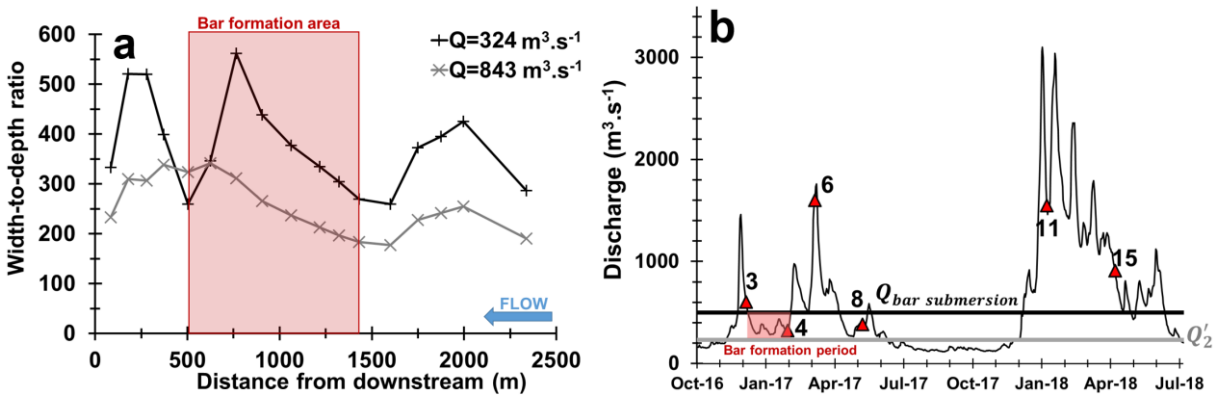


Figure V.15: a) Longitudinal evolution of the width-to-depth ratio for two discharge conditions for the river bed configuration of 2016; b) time period and discharge conditions for bar B5 formation with regard to theoretical critical conditions in low flow channel where bar formation occurred.

It is worth noting that initiation of the bar B5 occurred during a period of falling limb of a flood for which flow was maintained above Q_2', in the low flow channel (230 $m^3.s^{-1}$), and below the discharge of first order bar submersion (500 $m^3.s^{-1}$), during 60 days (Figure V.15b).

V.5. Discussion

Periodic bar formation and dynamics are, by definition, mainly governed by the width-to-depth ratio and by geometrical forcing such as the presence of contraction/expansion zones, riffles, groynes, or channel curvature. The effects of the width-to-depth ratio and geometrical forcing are closely related to water discharge variations. According to that, two spatial scales must be considered to investigate the role of geometrical forcing in bar formation and evolution.

When first order bars are submerged (water occupying all the channel), even if the study reach is mainly straight, the presence of bank irregularities, islands and a secondary channel suggest that bars do not completely behave as free migrating bars. This deduction is also supported by previous works performed on various locations of the Loire River (Claude et. al., 2014; Rodrigues et al., 2015). According to the linear theory, this range of flow stages (Q>500 $m^3.s^{-1}$) lead to a competition between bar mode 1 and 2 as a function of the exceeding of the shifting mode discharge (Q_2', Figure V.14a). This flow condition was exceeded only 4% of the time between 2016 and 2020. Even if the unsteady flow bar theory (Tubino, 1991) was not tested in this study, the adaptation time needed to express a fully alternate mode does not appear to be reached and the resulting bar mode is a transitional pattern between modes 1 and 2 (Figure V.4a

and Figure V.5). The unsteadiness of the flow and the continuous water discharge oscillation around shifting mode discharge of alternate bars allows the occurrence of different bar modes as a function of discharge distribution and inherited morphology in sandy-gravel bed rivers. In comparison, Adami et al. (2016) showed on the Rhine River that the alternate pattern of bars can be explained using linear free bar theory. Authors found that the critical discharge was exceeded only during flood peaks and, according to Tubino (1991), the duration of this discharge was not long enough to allow the vanishing of alternate bars.

When first order bars are not fully submerged (water restricted to low flow channels), these bars will act as local geometrical forcing elements, which deviate water and sediment fluxes towards low flow channels (Cordier et al., 2020). This forcing is materialized by in-channel contraction/expansion zones, which are influenced by bars distribution in the channel and do not depend on riverbanks (Wu et al., 2011; Claude et al., 2014). This allows lateral erosion of bars, sediment supply and local deposition (second order bar). This phenomenon is reinforced by the relatively high sediment mobility (even for low flow conditions) and is consistent with the concept of threshold channel defined by Church (2006) as a sandy-gravel bed channel bedload dominated with possibly high suspension load, presenting single thread to braided with complex bar development by lateral accretion. The bar formation occurred when the discharge was maintained below the submersion discharge of first order bars, and was higher than the shifting mode discharge, i.e., Q_2' at low flow conditions (Figure V.14b). These flow conditions ($Q<500$ $m^3.s^{-1}$) occurred more than 62% of the time between 2016 and 2019. Therefore, depending on their elevation, their position in the main channel and the flow conditions, first order bars can trigger second order bars formation by separating the flow into two smaller branches and decreasing the width-to-depth ratio towards a value where a lower bar mode prevails. The newly formed bar B5 then grew during the rising limb of subsequent flood events that exceeded the Q_2' during 34 days (18% of the flood time). This suggests that floods occurring after second order bars formation can govern their development with respect to first order bars.

Once the second order bar reaches the first order bar elevation, it is able to generate a feedback effect on other bars present in the channel, by deflecting the flow and inducing lateral bar erosion (Figure V.7b, Figure V.11 and Figure V.12, stage 11). The timescale required for second order bar formation can be evaluated from these observations. It lasted approximately one year between second order bar initiation and the stabilization of bar elevation (Figure V.11). This timescale is directly governed by the flood phases, because second order bar growth occurred

during the rising limb of floods, whereas the falling limb of floods were generally subject to second order bar migration.

This study also shows that first order bars are laterally eroded at low flows, and can provide sediment supply (erosion of bar B1 upstream the bar formation area, Figure V.9a) to the channel. Sediments reworked are deposited in the expansion zones (increasing β, Figure V.16). These SB evolve afterwards respectively into a new bar nucleus (Figure V.11 and Figure V.16) or into sediment supply for upstream (Figure V.13b) or downstream (Figure V.13a) first order bars during their migration (Figure V.16). These observations are in line with the study by Cant and Walker (1978) on the Saskatchewan River, which described the emergent part of a "*cross-channel*" bar as a potential nucleus for bar formation. The expanding flow downstream of this nucleus can be at the origin of 'horns' development (Ashworth et al., 2000), that we alternatively named second order bars in the present study. On the Jamuna River, Ashworth et al. (2000) described the formation of a mid-channel bar nucleus that explains the formation of a second, downstream bar. This second order bar formation is caused by the preferential erosion of one low flow channel that provides sufficient sediment supply to trigger bar growth. In the present study, the nucleus in the sense of Ashworth et al., (2000), is already present at the initial stage of the investigation and we described the second order bar formation. Ashworth et al., (2000) stated that bar initiation might result from dunes amalgamation associated with decreasing dune celerity in a widening channel. In the present study, we show that dune celerity decreases with discharge throughout bar initiation but there is no evidence that decreasing dune celerity caused dune amalgamation and generated bar formation. However, bar formation seems to start from the merging of two small bars (Figure V.11, stages 4 to 8) as many bedforms that seems to grow by amalgamation of smaller bedforms (Reesink & Bridge, 2009). The stages of bar development presented in Figure V.11 have some similarities with the conceptual model of large dunes development observed in the Rhine River (Carling et al., 2000a). The newly formed bar B5 was formed for a discharge lower than Q_3' at the entire channel scale. This means that, at the initial step, the bar B5 was of mode 3 at the main channel scale. When the width-to-depth ratio is large, because of processes of merging into larger compound bars, fully developed bars have a lower mode than incipient bar mode (for m>2) (Crosato et Mosselman, 2020). These merging processes could be the origin of the evolution of second order bar into first order bar.

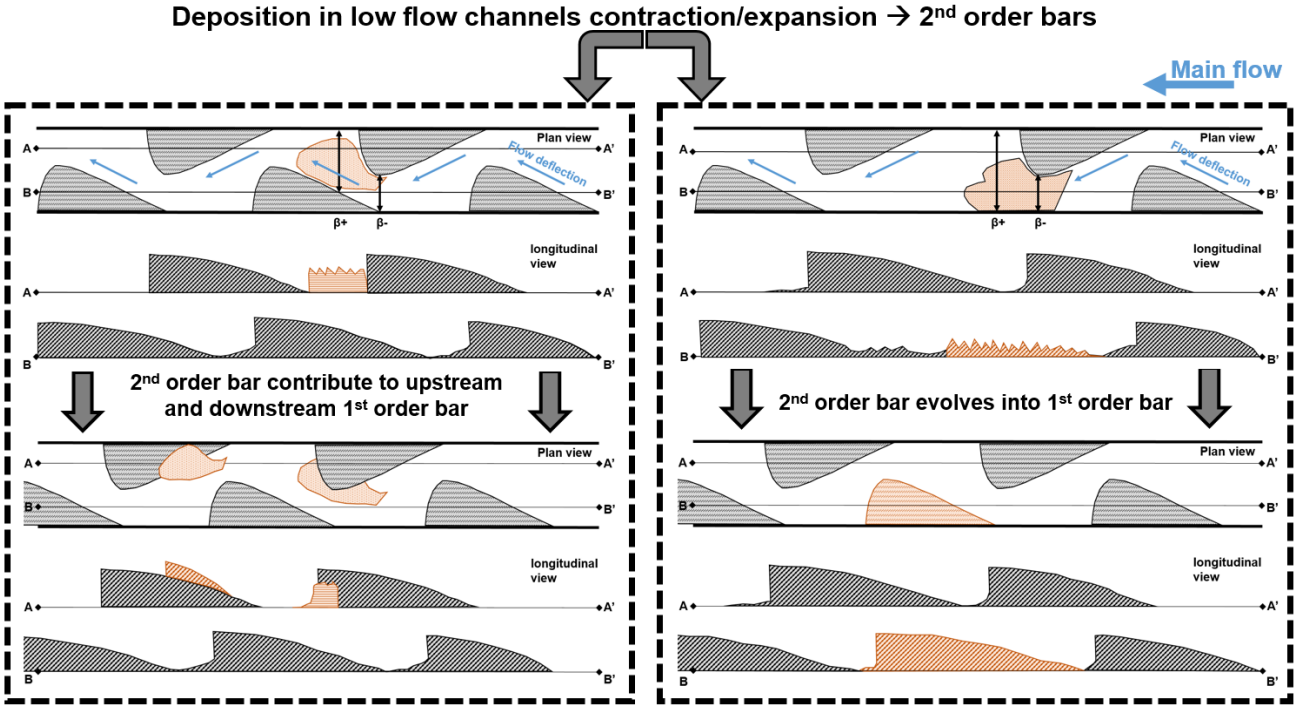


Figure V.16: Schematic view of possible second order bar evolution in a sandy-gravel bed river. First order emerged bars are represented in grey and second order bars are represented in orange. Longitudinal views are displayed according to longitudinal profiles AA' (right bank) and BB' (left bank). For the sake of simplicity, the bar configuration is alternate bars (mode 1).

Finally, the channel pattern of the study reach is complex, as it is caused by the perpetual unsteady forcing of the flow and width-to-depth ratio variation, leading to the competition between different bar modes (Jaballah et al., 2015; Duró et al., 2016; Cordier et al., 2020). Moreover, the presence of an upstream lateral secondary channel could be responsible of a periodic asymmetric flow intake at the upstream boundary of the studied reach forcing the formation of compound alternate bar pattern (Duró et al., 2016). As a result, the channel presents a wandering transitional pattern, between meandering and braiding (Leopold and Wolman, 1957; Parker, 1976; Fredsoe, 1978; Crosato and Mosselman, 2009; Ahmari, 2011; Ashmore, 2013). The hydrology analysis cannot explain alone the different patterns observed on the study site (Figure V.5). Combined with discharge variation, sediment supply can also strengthen the complexity of a system by reducing the number of bars when the system is in degradation (Germanoski and Schumm, 1993; Venditti et al., 2012) as this is the case of the Loire River.

V.6. Limitations and perspectives

Some limitations arise from the application of the linear theory. This theory involves several assumptions and simplifications that strengthen the difficulties to link field observations with theoretical analysis. The nonlinear analysis should reduce the bar mode and the critical discharge of each mode for a given width-to-depth ratio (Crosato and Mosselman, 2009). The grain size plays a major role in channel evolution by controlling lateral erosion of bars (Bankert and Nelson, 2018). Sediment sorting and sediment size heterogeneity have not been fully considered in this analysis but may have important implications on bar morphodynamics (Cordier et al., 2019; Lanzoni, 2000). Moreover, the bed is considered flat without bedforms and only the grain roughness is taken into account. However, the presence of superimposed dunes over bars could affect the morphological processes involved in bar formation and evolution. The presence of bedforms also affect sediment transport in suspension. The important role of suspended load in the definition of critical conditions of unstable regime of bar has been neglected in this study (Tubino et al., 1999, Bertagni and Camporeal, 2018). Suspended load reduces critical condition of bar occurrence compared to bedload dominant case. Moreover, when suspended load is dominant, the equilibrium bed is the result of the competition of different bar modes as critical conditions tend to merge in the same range of β (Tubino et al., 1999). As the transition between alternate bar to plane-bed configuration is not sharp (Redolfi et al., 2019) the transition between alternate and central bar mode could be similar.

The influence of flow's unsteadiness was not studied here. Further works should be conducted to understand its effect on the bar mode as it has been investigated for bar geometry (Tubino, 1991; Welford, 1994; Redolfi et al., 2020; Carlin et al., 2021).

V.7. Conclusions

Through *in situ* observations, this study showed how migrating bars influence bar formation and mutual bar interactions in a relatively large sandy-gravel bed river. First and second order bars were distinguished according to discharge (discharge lower than 75% of the mean annual discharge). Bar formation occurred during the falling limb of a given flood and all subsequent falling limb floods allowed bar migration, whereas bar growth preferentially occurred during rising limb of floods.

In addition to the well-known geometrical forcing involved in bar dynamics (bank direction, steady perturbation such as groynes, riffles…), bars themselves can act as geometrical forcing elements obstructing the flow. Bathymetric and aDcp measurements have shown that first and second order bars induce flow deflection and lateral erosion of surrounding bars for various discharge conditions. The latter was reinforced by the high mobility of sediments in the sandy gravel bed under consideration. Flow deflection can reach about 80% of the flow on a cross section for a first order bar. At low flows, first order bar configuration governs in-channel contraction/expansion zones. This configuration leads reworked sediment coming from upstream bars and from the channel to deposit preferentially at the outlet of contraction zones. Low flow channel sediment accumulations (identified as SB) can then 1) participate to the migration of a first order bar or, 2) prefigure second order bar formation. The new formed bar scales with low flow channels and can grow in amplitude and reach an equilibrium size equal to those of first order bars. The newly formed second order bar influences preexisting bars by redirecting the flow and inducing their decay by lateral erosion. The sediment supply produced by bar decay can supply preexisting bars or represent a nucleus for new second order bars. According to the linear free bar theory (Colombini et al., 1987), the critical discharge that contributes to express an alternate bar pattern (e.g. $m=1$) is exceeded during moderate flood, leading to a transitional bar pattern between modes 1 and 2. The combined effect of high sediment mobility and relatively long low flow periods is favorable to the lateral erosion of first order bars and the development of second order bars that scale with low flow channels, increasing their wavelength and amplitude.

Acknowledgements

This study is a part of the Ph.D. thesis of the first author and the research program R-TEMUS (Restauration du lit et Trajectoires Ecologiques, Morphologiques et d'USages en basse Loire) funded by the POI FEDER Loire (Convention no. 2017-EX002207) and Agence de l'Eau Loire Bretagne (decision no.2017C005). This program is conducted in the frame of the Masterplan Plan Loire Grandeur Nature and associated with the CLA (Contrat pour la Loire et ses Annexes). We thank ARD Intelligence des Patrimoines (Phase 2) for lending us acquisition equipment. Exagone Company is acknowledged for providing us data from Teria network, Voie Navigable de France (VNF) for their logistical support during field surveys and Polytech Tours. J.-P. Bakyono, P. Berault, T. Bulteau, B. Deleplancul, A. Duperray, Y. Guerez, T. Handfus, I. Pene and L. Vervynck are acknowledged for their help during field investigations.

Ce chapitre a permis de mettre en évidence l'influence que les barres sédimentaires peuvent avoir sur les autres barres environnantes dans un chenal relativement rectiligne d'une rivière sablo-graveleuse. Cette influence s'est matérialisée sous la forme de la déflection des écoulements entrainant l'érosion latérale et le remaniement des sédiments composant les barres adjacentes. L'intensité de la déflection a été mise en relation avec le degré d'obstruction de la barre sédimentaire sur une section ainsi que les niveaux d'eau. Le remaniement des sédiments lors des périodes de basses eaux et la configuration morphologique (rétrécissement/élargissement) peut conduire à l'accumulation de sédiments dans les chenaux d'étiage. Ces accumulations, identifiées dans ce travail comme « barres secondaires », peuvent évoluer selon différentes trajectoires. Dans un premier cas, une barre secondaire peut être capturée par une barre primaire située en amont et participer à sa migration a posteriori. Elle peut également migrer et rattraper une barre primaire située en aval. Dans un second cas, une barre secondaire peut se développer et devenir une barre primaire qui interagira avec les barres environnantes une fois sa taille suffisamment développée. Ce travail documente les premiers stades de la formation d'une barre sédimentaire en milieu naturel à partir d'un champ de dunes localisé dans un sous-chenal d'étiage et à proximité de barres primaires bien établies. Ce processus est encore mal connu dans la littérature. L'utilisation de la théorie linéaire des barres libres (Colombini et al., 1987) a permis de confirmer que les conditions de formation de cette barre étaient réunies à l'échelle de ces sous-chenaux. D'autre part, l'application de cette théorie montre bien qu'à l'échelle du chenal principal, l'évolution du ratio d'aspect avec le débit implique le passage d'un mode de barre multiple lors des bas niveaux d'eau, à un mode alterne en crue qui conduit en l'expression d'une morphologie complexe sur ce tronçon de la Loire.

Dans le chapitre V, nous avons présenté les interactions entre les formes du lit présentes dans les chenaux. Ces interactions ont été analysées à l'échelle des macroformes (interactions barre/barre). Cependant, des formes du lit de différentes échelles sont présentes dans le chenal étudié. Comme cela a été présenté dans le chapitre dédié à la quantification du transport solide, des dunes sont également présentes dans le chenal pour des conditions de débits très contrastées. Lors des bas débits, leur développement est restreint aux sous-chenaux occupés par les eaux à l'étiage. Lors de la submersion des barres, ces dunes se développent sur la face amont de ces macroformes et interagissent avec ces unités sur lesquelles elles se superposent. Le chapitre suivant vise à analyser les interactions entre les formes du lit de différentes échelles (interactions barres/dunes).

Chapitre VI.

Interactions entre formes du lit de différentes échelles : barres sédimentaires et dunes



VI.1. Contexte

VI.1.1. Terminologie

Afin d'étudier les formes du lit et les différentes échelles spatiales auxquelles elles s'expriment, il convient de bien définir les objets concernés. La terminologie des formes du lit en domaine fluviatile est complexe car aucun consensus n'a été réellement adopté par la communauté scientifique. Ainsi, des objets similaires peuvent être nommés de différentes façons. Sans entrer dans ce débat de manière exhaustive, nous présentons ici deux approches nous ayant mené à retenir celle de Jackson (1975).

Ashley (1990) présente les choix opérés par un groupe de chercheurs en termes de classification des formes du lit. Les formes progradantes du lit telles que les dunes et les barres sont alors appelées des dunes, puis 3 niveaux de description permettent la classification, 1) la géométrie (taille et forme) ; 2) les caractéristiques granulométriques (tri et taille) ainsi que la superposition ou non à d'autres formes ; 3) des éléments descriptifs comme la longueur des faces et leur pente (Figure VI.1). Cette classification fait intervenir la dimension absolue des objets, ce qui rend difficile la comparaison des systèmes fluviatiles entre eux.

Subaqueous Dune				
First Order Descriptors (necessary)				
Size: Spacing =	small 0.6–5 m;	medium 5–10 m;	large 10–100 m;	very large > 100 m
Height* =	0.075–0.4 m;	0.4–0.75 m;	0.75–5 m;	> 5 m
Shape: 2-Dimensional				
3-Dimensional				
Second Order Descriptors (important)				
– Superposition: simple or compound (sizes and relative orientation)				
– Sediment characteristics (size, sorting)				
Third Order Descriptors (useful)				
– Bedform profile (stoss and lee slope lengths and angles)				
– Fullbeddedness (fraction of bed covered by bedforms)				
– Flow structure (time-velocity characteristics)				
– Relative strengths of opposing flows				
– Dune behavior-migration history (vertical and horizontal accretion)				

* Height calculated using the equation $H = 0.0677L^{0.8098}$ (Flemming 1988).

Figure VI.1 : Classification des formes du lit d'après Ashley (1990).

La forte variabilité hydrologique du système fluviatile ligérien se traduisant par une variation importante des paramètres impliqués dans la genèse des barres et des dunes, il est alors apparu plus opportun d'utiliser la classification proposée par Jackson (1975) puisqu'elle définit les formes de différentes échelles suivant des caractéristiques géométriques et hydrologiques du chenal

dans lequel elles s'insèrent. Ainsi, selon Jackson (1975), les macroformes sont des formes du lit dont la longueur d'onde est proportionnelle à la largeur du chenal et la hauteur du même ordre de grandeur que la hauteur d'eau moyenne ; elles correspondent, sur la Loire, aux barres sédimentaires. Les mésoformes concernent des formes dont la hauteur est proportionnelle à l'épaisseur de la couche limite (approximée par la profondeur dans un environnement fluvial tel que la Loire), et les microformes (*e.g*. rides de courant) sont des formes dont la taille modeste est à mettre en relation avec la taille des grains (Bridge, 1993) et la partie basse de la couche limite (sous-couche laminaire et visqueuse). Bridge (2003) critique la valeur « arbitraire » de longueur d'onde de 0,6 m proposée par Allen (1982) pour séparer les rides et les dunes en évoquant un continuum entre ces deux types de formes.

VI.1.2. Interactions des formes du lit à échelle identique

Les études réalisées à partir d'approches terrain ou d'approches expérimentales traitent souvent de la question des interactions entre formes du lit de même échelle (*i.e.* dune/dune ; Carling et al., 2000b ; Jerolmack et Mohrig, 2005 ; Fernandez et al., 2006 ; Kocurek et al., 2010 ; Warmink, 2014 ; van Scheltinga et al., 2020). L'amélioration des instruments de mesure et des méthodes d'acquisition ont permis d'appréhender ces interactions à partir de données en 3 dimensions (van Scheltinga et al., 2020). Ces interactions s'expriment par plusieurs processus qui conduisent, soit à la formation de nouvelles entités plus petites que les entités initiales (séparation, répulsion), soit à la formation d'entités plus grandes (Figure VI.2a, assemblage, collision, « cannibalisme »). Une ambiguïté persiste pour le terme de cannibalisme qui, dans le cas susmentionné, consiste en la destruction d'une forme de lit au profit d'une autre, située en amont, dont la taille va croitre. D'autres auteurs décrivent ce procédé comme correspondant aux processus de remaniement d'une forme de lit primaire par des formes de lit secondaires superposées (Figure VI.2b, Martin et Jerolmack, 2013).

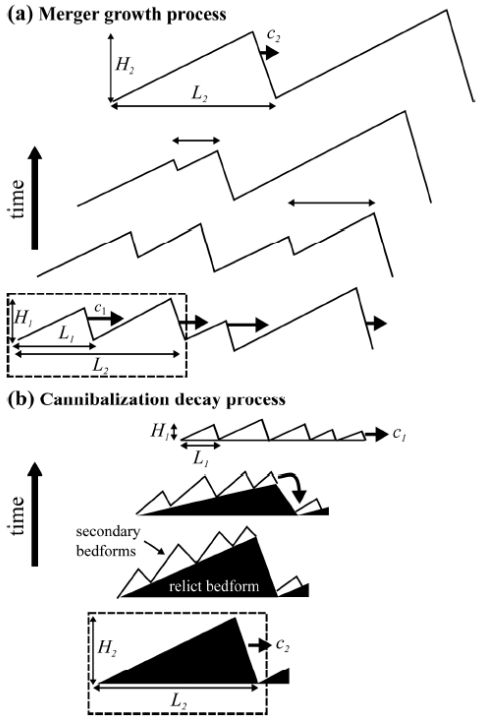


Figure VI.2 : Schéma conceptuel des phénomènes d'interaction entre formes du lit, a) la fusion; b) le cannibalisme. D'après Martin et Jerolmack (2013).

VI.1.3. Coexistence des formes du lit à différentes échelles

La coexistence et la superposition des formes du lit de différentes tailles sont communément observées au sein des rivières (Coleman, 1969 ; Harbor, 1998 ; Ashworth et al., 2000 ; Carling et al., 2000b ; Parsons et al., 2005 ; Villlard et Church, 2005 ; Rodrigues et al., 2015 ; Wintenberger et al., 2015b).

Le fait que plusieurs types de formes du lit coexistent peut paraitre contre intuitif à la vue des diagrammes de stabilité de ces différentes formes qui présentent chacune des conditions de stabilité différentes. Les formes hôtes résulteraient de conditions d'écoulement passées tandis que les formes superposées résulteraient des conditions d'écoulement actuelles (Wilbers, 2004). Cependant, ce raisonnement ne peut être valable pour des formes dont les conditions de stabilité sont régies par les mêmes paramètres de contrôle. Or, il semble que dans le cas précis de la superposition des barres sédimentaires et des dunes, ces deux types de formes du lit ne soient pas conditionnés par les mêmes paramètres de contrôle. Une autre hypothèse serait que la forme hôte perturbe localement les écoulements et permet le développement d'autres formes du lit sur sa face amont (Wilbers, 2004). De plus, certaines approches analytiques montrent qu'il existerait

un continuum théorique entre les barres et les dunes, ces dernières étant remplacées par des barres alternes en passant par le stade des barres diagonales pour de faibles valeurs du paramètre adimensionnel de Shields (Colombini et Stocchino, 2012). Cette théorie linéaire précise que les barres et les dunes ne peuvent coexister tandis que pour de fortes valeurs de Shields, les anti-dunes et les barres peuvent théoriquement coexister. Au contraire, l'analyse de stabilité linéaire des dunes et des rides (Colombini et Stocchino, 2011) identifie les domaines de stabilité des rides pour de faibles valeurs du paramètre de Shields et du nombre de Reynolds particulaire. Les rides disparaissent au profit des dunes pour de fortes valeurs de ces deux paramètres. Pour des valeurs intermédiaires de Re_p (Re_p=14, Figure VI.3b), deux régions d'instabilité coexistent pour deux valeurs distinctes de nombre d'onde. Lorsque que Re_p diminue encore, ces deux régions fusionnent mais deux valeurs d'amplification maximale persistent traduisant la possible coexistence des rides et des dunes du point de vue de la stabilité linéaire (Re_p=10, Figure VI.3c).

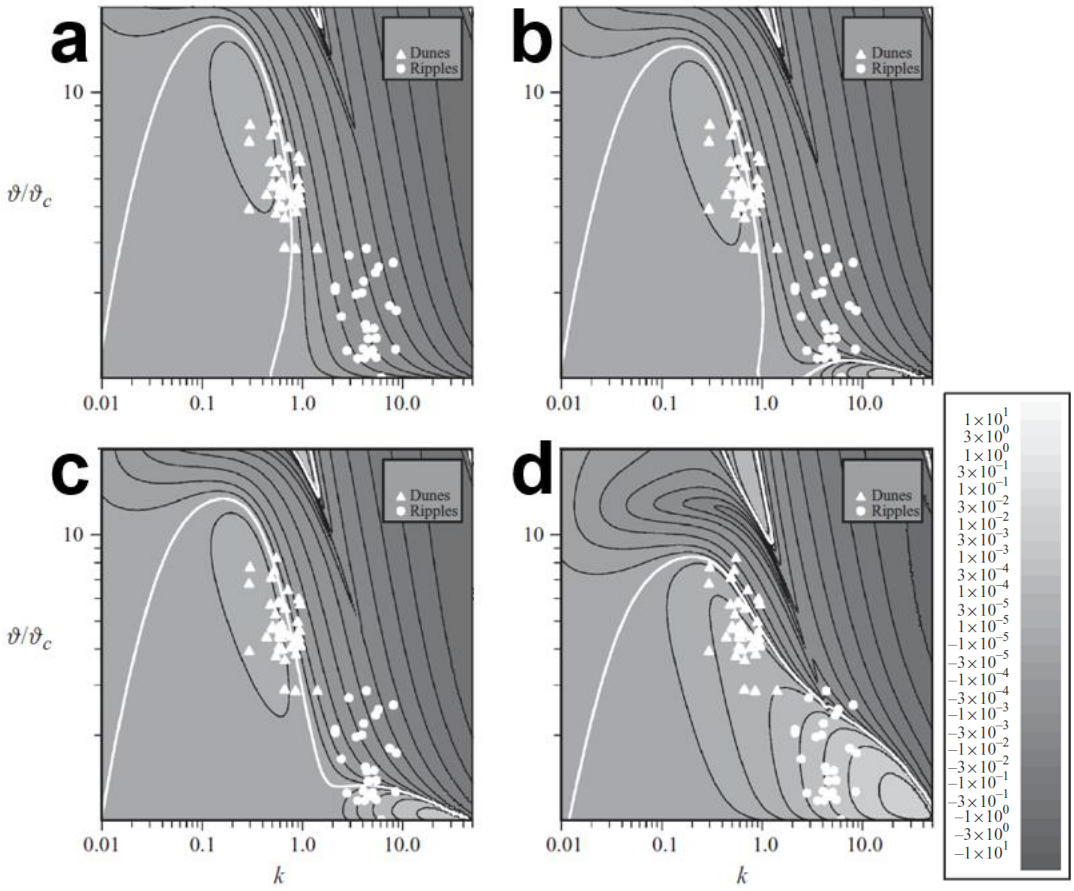


Figure VI.3 : Diagrammes de stabilité linéaire des dunes et des rides présentant l'évolution du taux de croissance (Ω) maximal (dégradé de gris) dans le plan du nombre d'onde k (inversement proportionnel à la longueur d'onde), et du ratio du paramètre adimensionnel de Shields avec sa valeur critique. D'après Colombini et Stocchino (2011). a) Re_p=20 ; b) Re_p=14 ; c) Re_p=12 ; d) Re_p=5. Les courbes blanches indiquent les courbes marginales de stabilité.

VI.1.4. Interactions à différentes échelles

Bien qu'il existe des études des interactions entre formes du lit de différentes échelles en laboratoire (Bennett et Best, 1995 ; Venditti et Church, 2005) ou sur le terrain (Galeazzi et al., 2018), ces dernières ne concernent pas les interactions entre barres sédimentaires et dunes superposées et montrent les lacunes qui existent dans la compréhension des interactions entre ces types de formes. Cependant, ces études apportent des éléments intéressants sur les interactions qui peuvent être extrapolés aux deux types de formes précédemment citées.

Les formes hôtes agissent comme une plateforme (un substrat) pour la migration des formes superposées, et la structure sédimentaire des formes hôtes est composée des litages laissés par les formes superposées plus dynamiques (Ashley, 1990). Les formes hôtes génèrent une couche limite au sein de laquelle les formes superposées sont stables (Smith et McLean, 1977).

Venditti et Church (2005) observent des nappes de charriage (*bedload sheets*) sur la face amont de dunes. Les formes superposées sont 10 fois plus petites que les formes hôtes. Ces dernières migrent à une vitesse 8 à 10 fois inférieure à celle des nappes de charriage. De plus, pour une condition hydraulique donnée, la longueur des nappes de charriage est constante le long de la dune hôte. D'autre part, les taux de charriage des dunes et des nappes superposées sont similaires traduisant le contrôle des formes superposées sur la migration de la forme hôte. Ces observations convergent avec celles réalisées par Wilbers (2004) qui décrit les formes superposées plus petites en taille d'environ un ordre de grandeur que la forme hôte et dont les taux de transports sont également similaires avec ceux de la forme hôte. Sur l'Amazone, Galeazzi et al. (2018) qualifient les dunes de « composées », avec de grandes dunes sur lesquelles se développent de petites dunes. Ces auteurs montrent que ces superpositions surviennent plus fréquemment dans les environnements très profonds (Figure VI.4a) et que les dunes superposées disparaissent de la face aval de la dune hôte pour des pentes supérieures à environ 15° (Figure VI.4b). Cette valeur a été estimée à 11° sur le Waal (branche du Rhin) avec des formes hôtes plus petites (0,1 à 1,5 m de hauteur) (Zomer et al., 2021).

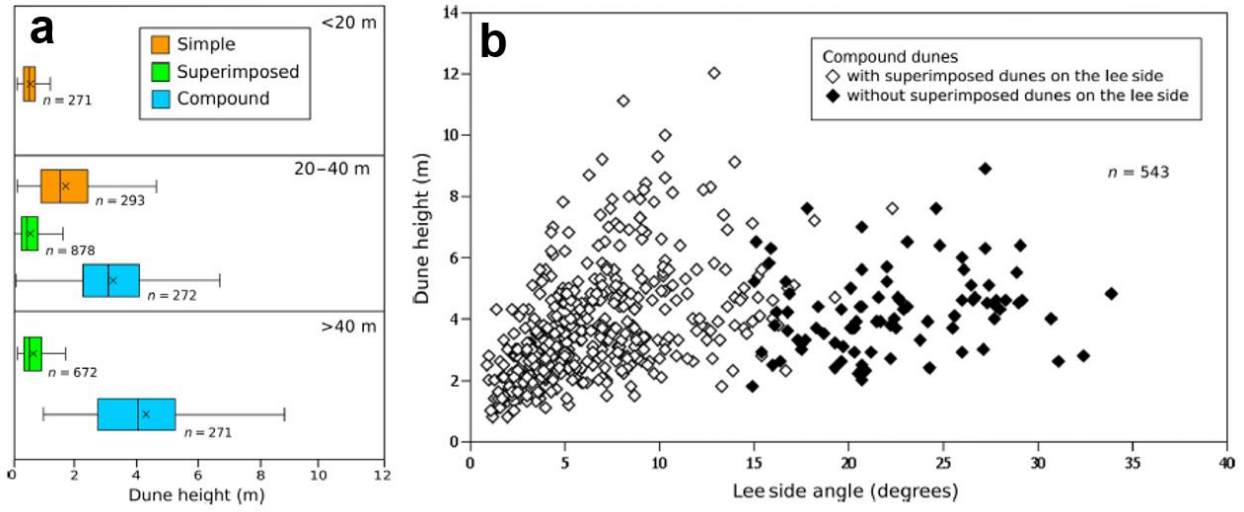


Figure VI.4 : a) Distribution de la hauteur des dunes (simples, superposées et composées) pour différentes gammes de profondeurs ; b) Evolution de la hauteur des dunes composées en fonction de la pente de la face aval et de la présence ou non de dunes superposées. D'après les travaux de Galeazzi et al. (2018) sur l'Amazone.

Une des principales approches par laquelle les interactions barre/dunes ont été appréhendées concerne l'analyse de la structure interne des barres. Les formes superposées sont décrites comme étant à l'origine d'un litage oblique constitué de l'alternance de lits de grains fins et grossiers dans la structure de la forme hôte (Reesink et Bridge, 2007). Ces formes superposées exercent un pré-tri des sédiments (Kleinhans, 2001) perceptible dans la structure interne de la forme hôte. Le passage de la zone de rattachement des écoulements de la forme superposée à proximité du front de la forme hôte est associé au dépôt de sédiments plus fins sur la pente aval de la forme hôte (Figure VI.5 et Figure VI.6). Au contraire, lors du passage du corps de la forme superposée, une couche de sédiments plus grossiers est déposée sur la face aval de la forme hôte (Figure VI.5) (Reesink et Bridge, 2011). Un granoclassement peut également être observé au sein du dépôt associé au passage de la forme superposée si cette dernière est suffisamment haute. En effet, la hauteur des formes superposées contrôle l'épaisseur des lits croisés de la forme hôte. La surface d'un lit de la forme hôte totalement préservée est égale à la surface de la forme superposée associée à ce dépôt (Reesink et Bridge, 2009). Toutefois, ce granoclassement peut être complexifié par la fluctuation du débit liquide et du débit solide associé, par le mode de dépôt sur la face aval de la forme hôte (*grainfall* et *grainflow*), ou encore par les retouches sédimentaires induites par les courants secondaires dans la zone de séparation des écoulements de la forme hôte (Reesink et Bridge, 2009).

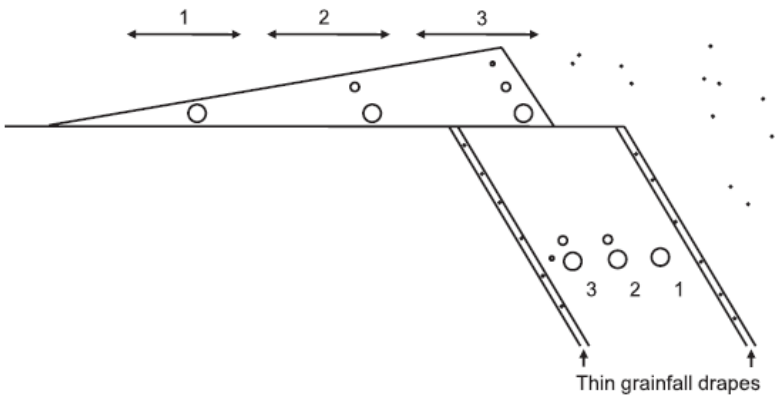


Figure VI.5 : Schéma de la relation entre le pré-tri des sédiments induit par les formes du lit superposées et le granoclassement au sein de la forme hôte, d'après Reesink et Bridge (2009).

Le ratio entre la hauteur de la forme superposée (H_S) et la hauteur de la forme hôte (H) conditionne la pente aval de la forme hôte. Lorsque la hauteur de la forme superposée est supérieure à 25% de la hauteur de la forme hôte, la pente de la face aval de cette dernière est diminuée par l'érosion de sa crête (*brink point,* Reesink et Bridge, 2009). L'érosion de la forme hôte est induite par l'interaction des zones de séparations des écoulements associées aux deux échelles de formes de lit qui produit une turbulence plus importante qui s'étend plus loin vers l'aval (Fernandez et al., 2006). Dans les grands systèmes fluviatiles, ce ratio varie entre 11,5 et 33,8 % (Cisneros et al., 2020). D'autre part, l'influence de l'angle de la face aval sur la séparation des écoulements a été démontrée pour les dunes (Lefebvre et Winter, 2016). Deux catégories de dunes peuvent être distinguées sur la base de cet angle : les dunes à forte pente (*high-angle dunes*, HADs) et les dunes à faible pente (*low-angle dunes*, LADs). Les HADs sont caractérisées par une face aval très pentue (30°) et sont principalement rencontrées dans les environnements peu profonds (<2,5 m) tandis que les LADs sont caractérisées par des angles inférieurs à 10° et sont principalement rencontrées dans les grandes rivières profondes (Bradley et Venditti, 2017 ; Kostaschuck et Venditti, 2019 ; Nasqshband et Hoitink, 2019 ; Cisneros et al., 2020). Concernant les barres sédimentaires, l'influence de l'angle de leur front aval n'est pas documentée dans la littérature. Seul leur effet sur les formes secondaires situées à l'aval a été étudié. Ainsi, Ressink et al. (2014) ont réalisé une série de tests en canal afin de mesurer l'impact d'une barre sédimentaire de 0,15 m de hauteur et dont l'angle de la face aval est de 30°. Dans ces expériences, l'apparition des rides en aval de la barre s'effectue d'autant plus loin de la crête de cette dernière que la vitesse est élevée (repère S, Figure VI.7).

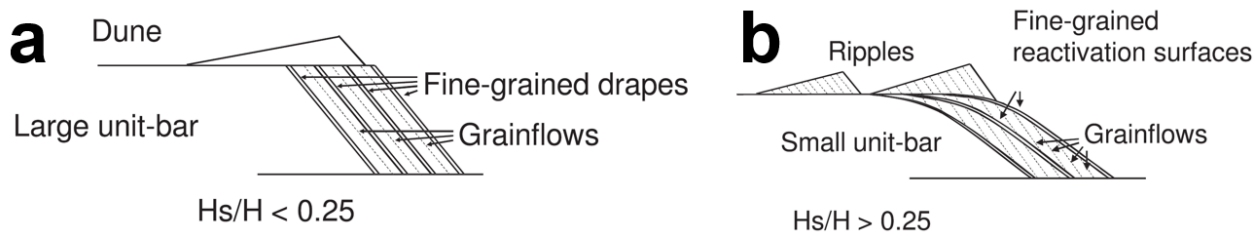


Figure VI.6 : Variation de la forme et du tri d'une barre sédimentaire en fonction du ratio entre la hauteur de la forme superposée (*Hs*) et la hauteur de la forme hôte (*H*), a) inférieur à 0,25 ; b) supérieur à 0,25. D'après Reesink et Bridge (2009).

Cependant, ces observations ne donnent aucune information sur la hauteur d'eau associée à l'augmentation des vitesses. Or, l'influence de la barre sur les écoulements est d'autant plus importante que la hauteur d'eau est faible. Cette influence de la forme amont sur la structure et la dynamique de la forme voisine aval a été mise en évidence, à une autre échelle (rides, Zgheib et al., 2018). La pente de la face aval de la forme hôte semble être un paramètre géométrique influençant la zone de séparation des écoulements. Cette dernière est d'autant plus affectée que la pente de la face aval est forte (Kostaschuk et Villard, 1996 ; Lefebvre et Winter, 2016). La pente de la face aval des dunes est guidée par la profondeur d'écoulement avec des pentes plus fortes dans les rivières à faible profondeur (<2,5 m, Kostaschuck et Venditti, 2019).

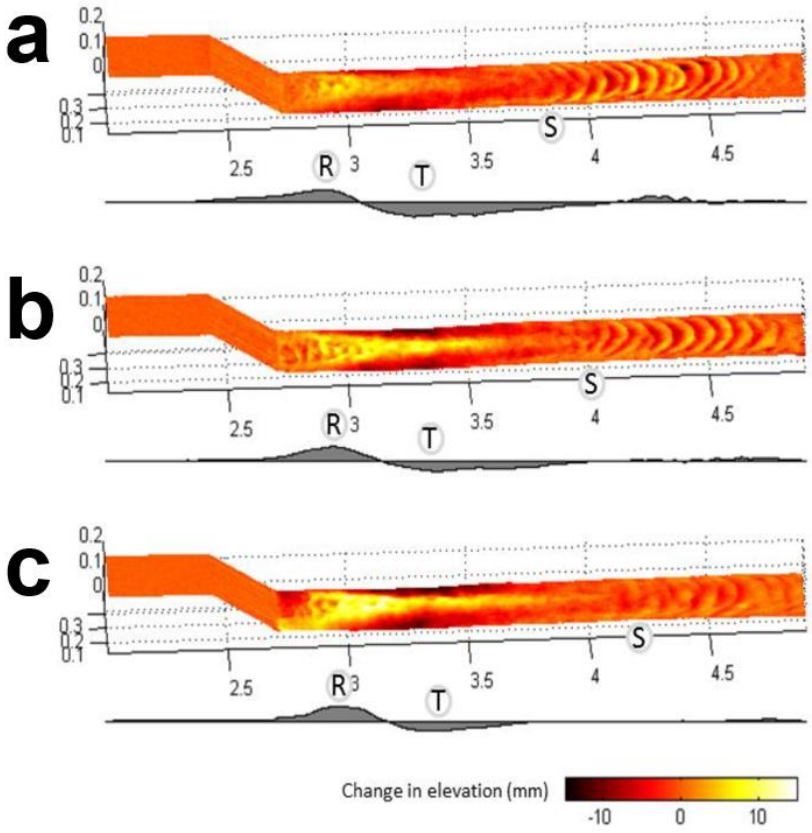


Figure VI.7 : Evolution du fond (D_{50}=0,3 mm) en aval d'un front de barre sédimentaire fixe, pour une vitesse d'écoulement à proximité de la crête de la barre d'environ : a) 0,6, b) 0,7 et c) 0,8 m.s^{-1}. Le « S » marque la position de la reprise de la formation de rides en aval de la barre. D'après Reesink et al. (2014).

La dynamique des dunes superposées à des barres forcées a fait l'objet d'observations dans le cadre de travaux de terrain (Wintenberger et al., 2015b ; De Ruijsscher et al., 2020). Dans des conditions de forçage géométrique fort, la croissance des dunes superposées est principalement influencée par les apports sédimentaires, la taille des grains, la force des écoulements, et dans une moindre mesure la profondeur (Wintenberger et al., 2015b). D'autre part, les caractéristiques géométriques des dunes sont bien corrélées avec l'évolution de l'altitude de la barre sous-jacente. En général, les dunes sont plus longues et présentent une hauteur et une pente de la face aval plus faibles sur le dos des barres sédimentaires forcées (De Ruijsscher et al., 2020). L'interaction entre les dunes et les barres hybrides a également été constatée à partir de mesures *in-situ*. Rodrigues et al. (2015) montrent l'influence de la pente transversale et de l'asymétrie des barres sur la taille des dunes. La hauteur des dunes évolue avec la variation de hauteur d'eau que les barres engendrent. Ces auteurs mettent également en avant la difficulté d'étudier de tels phénomènes en conditions naturelles puisqu'il est impossible de décorréler l'effet de

l'augmentation de la rugosité des dunes et de la variation des écoulements sur la vitesse de migration des barres (Rodrigues et al., 2015).

Les modèles numériques sont des outils qui permettent de tester les hypothèses ou les observations de terrain en contrôlant les conditions aux limites et en fixant certains paramètres. De ce point de vue, ces outils sont bien adaptés pour améliorer la compréhension de phénomènes complexes comme les interactions des formes du lit. Bien qu'ils soient beaucoup employés pour la compréhension de la dynamique et des conditions de formation des barres sédimentaires (Defina, 2003 ; Schuurman et al., 2013 ; Siviglia et al., 2013 ; Duró et al., 2016 ; Cordier et al., 2019), très peu d'études ont été réalisées avec l'objectif d'étudier les interactions entre les formes du lit à l'aide de ces outils (Zgheib et al., 2018 ; Unsworth et al., 2020). La modélisation d'un tronçon de la Saskatchewan présentant des barres et des dunes superposées, constitue à ce jour, le premier travail sur les interactions entre ces types de formes sédimentaires (Unsworth et al., 2020). Les auteurs ont tenté de souligner l'influence des dunes sur les barres sédimentaires en comparant les écoulements et le transport des sédiments avec un modèle numérique de terrain (MNT) présentant des dunes et des barres, puis dans un maillage lissé (supprimant la présence des dunes à la surface des barres). Les auteurs montrent, qu'en présence de dunes, la variabilité de la vitesse et de la direction de l'écoulement est plus importante en particulier à proximité du fond. Les dunes provoquent une diminution des vitesses d'écoulement sur le sommet de la barre qui peut aller jusqu'à 30%. Elles amplifient également les courants transversaux induits par la morphologie du chenal en présence de barres sédimentaires (déflection des écoulements).

En résumé, l'étude des barres sédimentaires et des dunes fait apparaitre deux communautés scientifiques distinctes. Il semble exister peu de lien entre ces deux communautés ce qui implique que les boucles actions/rétroactions entre les dunes et les barres sont très peu étudiées.

Afin d'étudier les interactions entre barres et dunes, il convient de décomposer les boucles d'action et de rétroaction. Ainsi, l'interaction à différentes échelles se traduit par l'influence des barres sédimentaires sur les dunes et la rétroaction des dunes sur les barres sédimentaires (Figure VI.8). Après avoir identifié les principaux paramètres de contrôle de la formation et de la croissance des dunes et des barres, nous tenterons d'évaluer à partir de mesures réalisées sur le terrain, comment les barres sédimentaires peuvent affecter certains paramètres de contrôle des dunes. Il s'agit donc d'analyser, à un instant donné, la géométrie des dunes et de tenter de relier cette évolution géométrique dans l'espace à un paramètre influencé par les barres sédimentaires dans ce même espace. La notion d'évolution temporelle n'entre donc pas en compte dans cette

analyse et les dunes seront donc considérées dans un état d'équilibre, c'est-à-dire que leur migration est supposée s'effectuer sans changement de forme ni de masse (Carling et al., 2000a). L'adaptation de dunes au caractère transitoire de l'écoulement ne sera pas explorée (Allen, 1974 ; Ten Brinke et al., 1999 ; Kleinhans et al., 2007 ; Rodrigues et al., 2015 ; Reesink et al., 2018). Dans un second temps, nous tenterons d'identifier comment les dunes peuvent influencer la morphologie des barres et leur évolution.

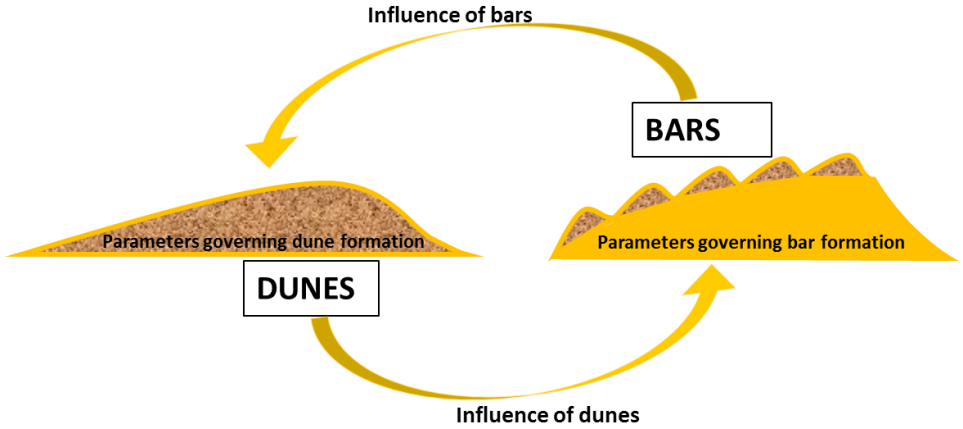


Figure VI.8 : Schéma des boucles d'action et de rétroaction entre les barres sédimentaires et les dunes superposées.

VI.2. Matériels et méthodes

Des profils longitudinaux ont été suivis avec un sondeur bathymétrique mono-faisceau (Tritech PA500) couplé à un GPS RTK (Magellan ProFlex 500) pour différentes gammes de débit et différentes configurations des barres sédimentaires (Figure VI.9). Au total, 18 campagnes de mesures ont été réalisées pour des débits supérieurs à 500 $m^3.s^{-1}$ (débit de submersion des barres, Figure VI.10, 1-18). Au cours de ces campagnes, 110 barres sédimentaires ont été identifiées le long des 3 profils longitudinaux. Ce suivi a permis d'évaluer les caractéristiques géométriques (hauteur, longueur d'onde, angle de la face aval) de 10 625 dunes superposées à ces barres à l'aide de la méthode *zero crossing* implémentée dans l'outil *Bedform Tracking Tools* (BTT, van der Mark et al., 2008). Il faut préciser que ces nombreuses identifications correspondent parfois aux mêmes macroformes mais à différentes positions dans le chenal après leur migration. La longueur du linéaire des barres prise en compte pour l'analyse des dunes varie en fonction des évènements et de leur morphologie. Cette dernière varie au cours de leur migration et la formation de nouveaux fronts (barres de second ordre) lors des périodes de basses eaux peut

perturber l'analyse. Il n'est pas aisé de délimiter les barres et de les différencier du talweg, surtout lorsqu'elles apparaissent morcelées par le remaniement qui s'opère aux basses eaux. Ainsi, la longueur analysée varie entre 450 et 850 m pour la barre B1, et entre 650 et 1300 m pour la barre B5. Il faut rappeler ici que la barre B5 s'est formée à partir d'un champ de dunes et que, par conséquent, sa morphologie a beaucoup évolué (section V.4.2.1.).

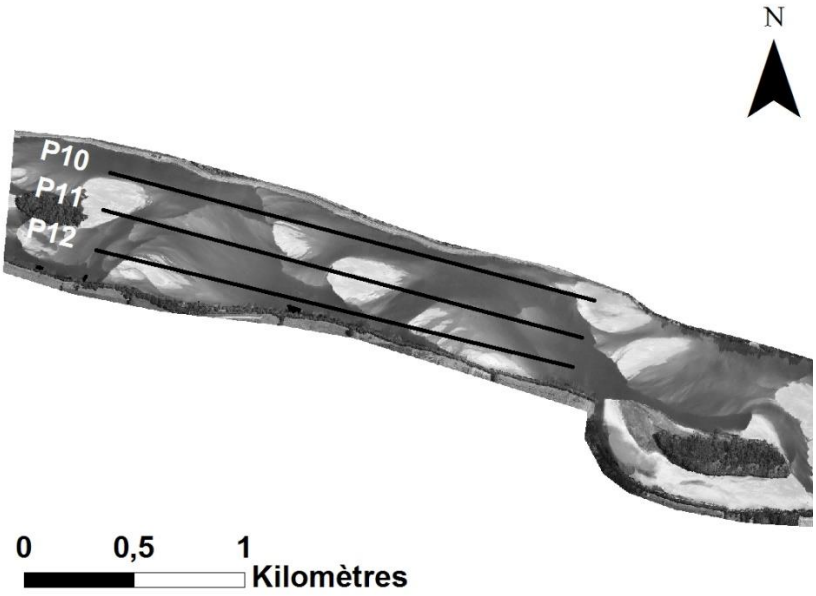


Figure VI.9 : Site d'étude avec le positionnement des profils longitudinaux suivis en bathymétrie et courantométrie (la Loire à Saint-Mathurin-sur-Loire [49]).

Afin d'observer les modifications des écoulements engendrées par les barres sédimentaires, les profils longitudinaux précédemment définis (Figure VI.9) ont été suivis avec un aDcp Sontek M9 couplé à un GPS RTK (Magellan ProFlex 500) lors de 11 campagnes de mesures (Figure VI.10, a-k). L'acquisition de données courantométriques (aDcp) longitudinales a été démontrée comme étant une méthode permettant une bonne description des vitesses et, dans certaines conditions, de la contrainte de cisaillement (Banjavcic, 2018). De plus, ce procédé permet une meilleure description de l'évolution longitudinale de la vitesse que l'interpolation de plusieurs transects dont le ratio entre l'espacement inter-profil et la superficie du secteur étudié influencent grandement la précision des résultats. Etant donné la longueur des profils et le temps nécessaire pour effectuer un levé de ce type, un seul passage a été réalisé par profil et par campagne. Ce procédé implique une plus grande incertitude de mesure dans les zones turbulentes. Cependant, les profils ont été suivis en remontant le courant afin de maitriser la vitesse de déplacement permettant ainsi de réduire cette incertitude (Gordon, 1996 ; Guerrerro et Lamberti, 2011). Pour chacun des profils,

une section d'écoulement a été constituée à partir de l'outil VMT sur une grille horizontale de 2 m et une grille verticale de 0,05 m. La vitesse moyenne sur la colonne d'eau a ensuite été déterminée pour chaque ensemble de cellules, puis la vitesse moyenne a été lissée suivant une moyenne mobile de 21 ensembles (soit environ 42 m). Cette vitesse moyenne ne tient pas compte des zones où la vitesse est interpolée (en surface et à proximité du fond) et peu donc différer de la vitesse moyenne réelle sur la colonne d'eau.

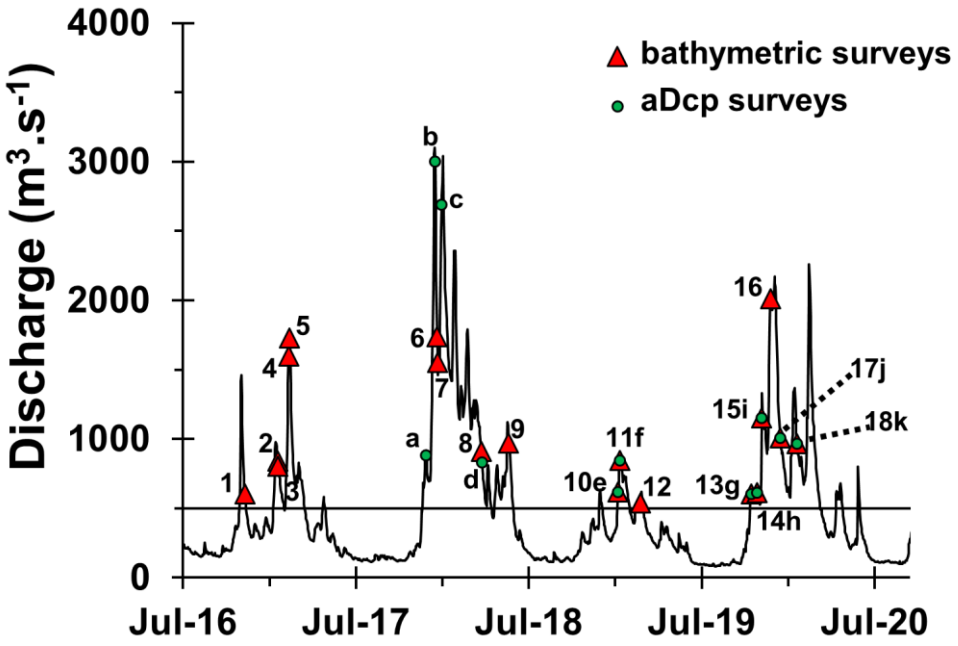


Figure VI.10 : Hydrogramme de la Loire à Saumur avec les 18 campagnes de mesures bathymétriques (triangles rouges de 1 à 18) et les 11 campagnes de mesures courantométriques (cercles verts de a à k).

VI.3. Résultats et discussion

VI.3.1. Influence des barres sédimentaires sur les paramètres de formations des dunes

Comme nous l'avons vu dans la section V.4.1., la présence des barres sédimentaires au sein des chenaux se traduit par une forte influence sur les écoulements impliqués dans les interactions entre ces barres (érosion, migration, formation). Cependant, la présence de ces macroformes peut également impacter les paramètres de contrôle des formes du lit qui leur sont superposées. Les observations de Smith et McLean (1977) suggèrent que la géométrie des formes superposées est contrôlée par la structure des écoulements associés à la forme hôte.

Après avoir identifié les paramètres de contrôle de la formation des dunes, l'influence des barres sur les écoulements et la géométrie des dunes ont été mesurées afin de tenter de quantifier et discuter cette interaction unilatérale (*Bar to dune*).

VI.3.1.1. Paramètres gouvernant la formation et la propagation des dunes

La rugosité du lit correspond à la résistance à l'écoulement exercée par le fond. Elle se compose de la rugosité de grain et de la rugosité de forme (Einstein et Barbarossa, 1952 ; van Rijn 1984b). La première résulte du ratio entre la taille des grains qui composent le lit et l'épaisseur de la sous-couche laminaire et visqueuse située à proximité de la paroi. Le ratio entre la taille des grains et l'épaisseur de cette couche, permet de différencier deux états (lits hydrodynamiquement rugueux et lisses). La rugosité de forme se traduit quant à elle par l'augmentation de la résistance à l'écoulement du fait de la présence de formes du lit (rides, dunes). Dans le cas où les formes du lit se superposent, chaque type de forme exerce une résistance à l'écoulement ce qui implique une hiérarchisation des couches limites de chaque type de forme (grain, forme secondaire, forme primaire [Lefebvre et al., 2013]). Les dunes ont un effet notable sur la rugosité totale, augmentant le niveau d'eau de façon significative lors des crues (Warmink, 2014), c'est pourquoi de nombreux auteurs se sont intéressés à l'élaboration de modèles prédictifs de leur taille. Ces modèles cherchent à identifier les paramètres de contrôle de la géométrie et de la célérité des dunes afin d'établir des relations prédictives de la géométrie de ces formes du lit. La multitude d'études tentant de lier l'évolution des paramètres géométriques des dunes avec les caractéristiques des écoulements souligne la difficulté d'identifier les paramètres de contrôle de la dimension des dunes.

Parmi ces travaux, certains s'intéressent aux conditions d'équilibre des dunes (Yalin, 1964 ; Allen, 1968 ; van Rijn, 1984b ; Julien et Klaassen, 1995) et ne tiennent pas compte du caractère transitoire de l'écoulement (Allen, 1978 ; Fredsoe, 1979 ; Warmink, 2014 ; Reesink et al., 2018). Wilbers (2004) et plus récemment Bradley et Venditti (2017) ont recensé les modèles de prédiction de la taille des dunes les plus appliqués dans la littérature. D'après ces modèles, la taille des dunes est liée aux caractéristiques de l'écoulement comme la profondeur (Yalin, 1964) ou la vitesse moyenne de l'écoulement au travers du nombre de Froude (Karim, 1999).

Le modèle le plus utilisé aujourd'hui est celui de Yalin (1964). Il établit la relation entre la dimension des dunes (hauteur et longueur d'onde, respectivement H_D et L_D), la profondeur (d) et le critère adimensionnel de Shields (τ^*) à partir de données terrain et laboratoire :

$$\frac{H_D}{d} = \frac{1}{6}\left(1 - \frac{\tau_c^*}{\tau^*}\right)$$ **Eq. VI.1**

Cette relation a été simplifiée sous sa forme la plus employée en considérant uniquement les conditions de transport au seuil de mise en mouvement (Allen, 1978) :

$$H_D = \frac{d}{6}$$ **Eq. VI.2**

$$L_D = 5d$$ **Eq. VI.3**

Cependant, ces relations linéaires entre les paramètres morphologiques des dunes et la hauteur d'eau ne semblent pas permettre la prédiction de toutes les formes de dunes à partir de la hauteur d'eau seulement. Dans certains environnements, il existe une grande variété de hauteur de dunes pour une profondeur donnée (Figure VI.11). Plus récemment, il a été démontré que la hauteur d'eau ne peut être considérée comme un paramètre de contrôle primaire pour la définition de la taille des dunes (Flemming, 2000 ; Bradley et Venditti, 2017). Bradley et Venditti (2017) suggèrent que la géométrie des dunes est mieux corrélée à la contrainte de cisaillement de fond (τ_b) et à la vitesse de cisaillement (u_*). Ces deux paramètres étant également fonction de la profondeur, l'emploi de la relation entre la taille des dunes et la profondeur (proposée par Yalin, 1964) peut donc être inadéquate dès lors que τ_b et u_* ne sont plus complètement contrôlées par la profondeur (Bradley et Venditti, 2017 ; Best et Fielding, 2019). Ce problème est souvent rencontré dans les grandes rivières où la géométrie des dunes est surestimée par les modèles (Best et Fielding, 2019).

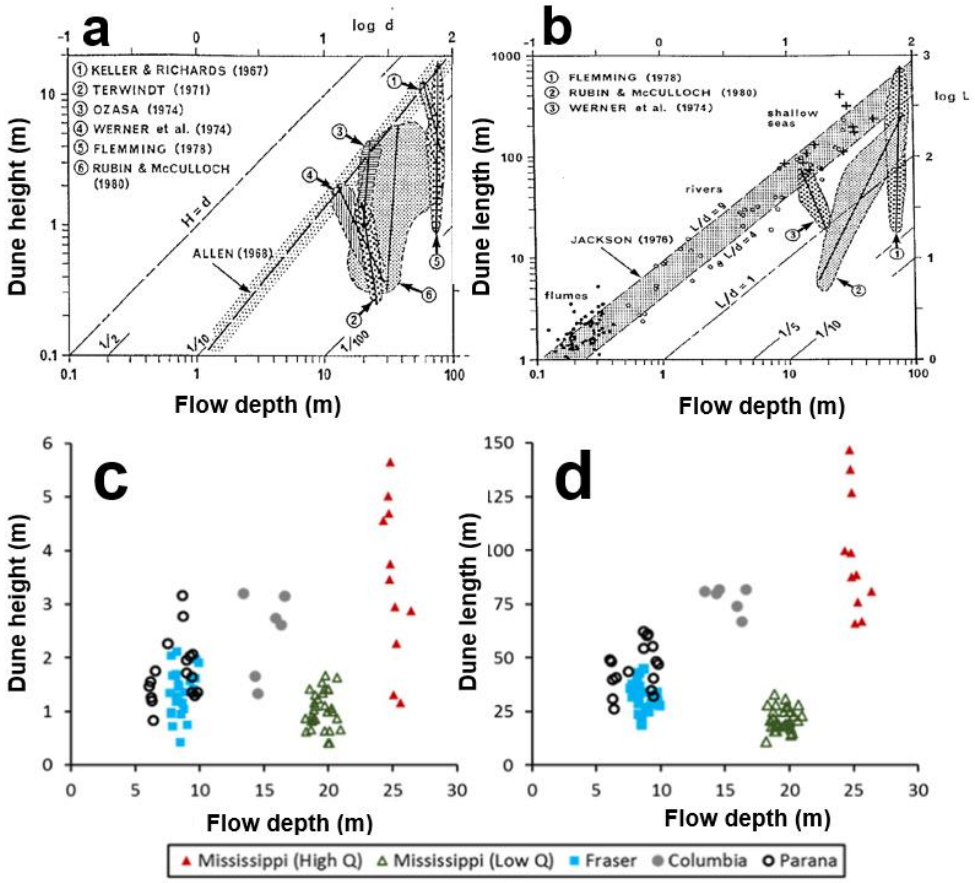


Figure VI.11: Relations entre, a) et c) la hauteur des dunes et la profondeur de l'écoulement; b) et d) la longueur d'onde des dunes et la profondeur de l'écoulement. Jeux de données issues a) et b) de Flemming (2000), c) et d) de Bradley et Venditti (2017).

La capacité de transport est un second facteur qui influence la taille des dunes et qui peut être exprimé de différentes manières dans les modèles (i.e. le ratio du paramètre adimensionnel de Shields et de sa valeur critique [Gil, 1971 ; van Rijn, 1984b]). Ce facteur permet de prendre en compte la taille des sédiments (D_{50}) et la vitesse de cisaillement pour définir les domaines d'instabilité des dunes. D'après ces modèles, l'augmentation de la profondeur se traduit par une augmentation de la taille des dunes. Pour une profondeur donnée :

- la taille des dunes est d'autant plus grande que la taille des sédiments est importante (Julien et Klaassen, 1995) ;
- la taille des dunes est d'autant plus grande que les conditions de transport (*transport stage*) augmentent depuis le seuil de mise en mouvement vers un mixte entre charriage et suspension (Yalin, 1964) ;

- les dunes ont tendance à diminuer de taille lorsque le nombre de Froude augmente (Karim, 1999).

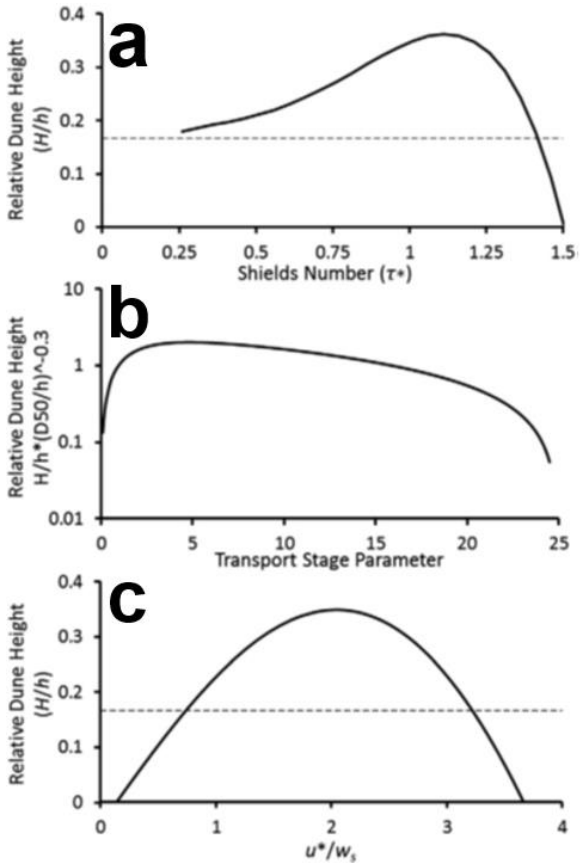


Figure VI.12 : a) Hauteur relative des dunes en fonction du critère adimensionnel de Shields d'après l'équation d'Allen (1978) (Eq. VI.8); b) Hauteur relative des dunes d'après l'équation de van Rijn (1984b) (Eq. VI.4) en fonction du *transport stage*; c) hauteur relative des dunes en fonction du *suspension number* d'après Karim (1995) (Eq. VI.9). La droite en pointillés noirs représente l'équation simplifiée de Yalin (1964) (Eq. VI.2). D'après Bradley et Venditti (2017).

van Rijn (1984b) émet l'hypothèse que les dimensions des formes du lit sont contrôlées par le transport de la charge de fond. Le paramètre de transport (*transport stage* T) représente le taux de variation de la vitesse de cisaillement (u_*) par rapport à sa valeur critique (u_{*cr}) pour la mise en mouvement d'une taille de grain donnée. Lorsque u_*>>u_{*cr} (T élevé), le transport des particules commence à s'effectuer en suspension et les dunes sont vannées (Figure VI.12b). Cette décroissance de la taille des dunes avec l'accroissement des vitesses d'écoulement traduit le passage d'un régime de transition vers un régime de lit plan de haut niveau d'énergie. Pour établir cette relation, des données issues d'expérimentations en canal artificiel ont été employées (84) couvrant une large gamme de taille de sédiment (0,19-2,3 mm). Les données issues d'études

terrain étant plus rares elles sont moins représentées (22) et couvrent une gamme granulométrique allant de 0,5 à 3,6 mm :

$$\frac{H_D}{d} = 0{,}11 \left(\frac{D_{50}}{d}\right)^{0{,}3} (1 - e^{-0{,}5T})(25 - T) \quad \textbf{Eq. VI.4}$$

$$\frac{H_D}{L_D} = 0{,}015 \left(\frac{D_{50}}{d}\right)^{0{,}3} (1 - e^{-0{,}5T})(25 - T) \quad \textbf{Eq. VI.5}$$

Au travers d'un large jeu de données de plusieurs grandes rivières (Mississippi, Missouri, Red Deer, Jamuna, Paraná, Zaïre, Rhine, Waal et Meuse), Julien et Klaassen (1995) critiquent le travail de van Rijn dont la méthode a tendance à sous-évaluer la taille des dunes pour T>8. De plus, le large jeu de données des auteurs permet d'observer la présence de dunes pour T>25. La hauteur et la longueur d'onde des dunes dans les grandes rivières sont alors estimées à partir de :

$$H_D = \xi d \left(\frac{D_{50}}{d}\right)^{0{,}3} \quad \textbf{Eq. VI.6}$$

$$L_D = \eta\, H_D \left(\frac{d}{D_{50}}\right)^{0{,}3} \quad \textbf{Eq. VI.7}$$

ξ et η sont respectivement les coefficients de calage de la hauteur et de la longueur d'onde des dunes. La relation ci-dessus a été établie avec 95% des points dans l'intervalle $0{,}8 < \xi < 8$ (2,5 en moyenne) et dans l'intervalle $0{,}5 < \eta < 8$ (2,5 en moyenne). D'après ces données, les grandes rivières sableuses ne semblent donc pas atteindre le régime de lit plan de haut niveau d'énergie quand T>25. D'autres travaux ont montré que des dunes pouvaient être observées en milieu naturel pour des conditions hydrauliques qui correspondent au régime de lit plan de haut niveau d'énergie (Kostaschuk et Villard, 1996) traduisant la difficulté de l'utilisation de modèles de prédiction établis à partir de données issues de canaux artificiels. Plus récemment, Naqshband et Hoitink (2020) ont également mis en avant le problème de représentativité des modèles établis en canal artificiel. Leur étude, réalisée à partir de particules de polystyrène, permet de mieux représenter l'évolution de la hauteur relative des dunes en fonction des conditions de transport (*suspension number*) en émettant toutefois des doutes sur le respect de la similitude du nombre de Reynolds avec de telles particules (Figure VI.13).

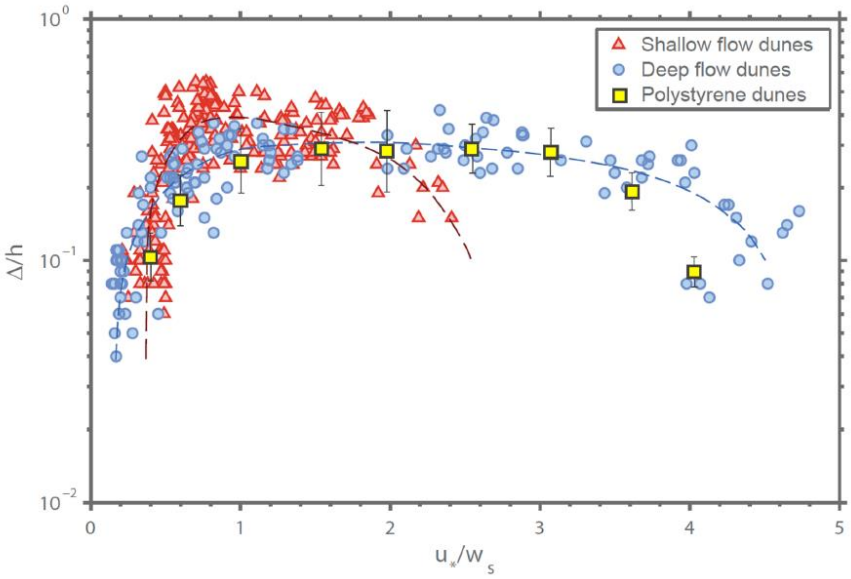


Figure VI.13 : Evolution de la hauteur de dunes relative en fonction du *suspension number* (u_*/v_s). v_s est la vitesse de chute de la particule. Les triangles rouges représentent le jeu de données issues d'expérimentations en canal artificiel, les cercles bleus représentent le jeu de données issues de mesures en rivières et les carrés jaunes illustrent les expérimentations en canal artificiel avec des particules de polystyrène. D'après Naqshband et Hotink (2020).

Allen (1978) se base sur les travaux de Stein (1965) (relation H_D avec vitesse d'écoulement et d) et utilise également le critère adimensionnel de Shields (τ^*) qui reflète la capacité de transport pour expliquer l'évolution de la taille des dunes (Figure VI.12a). Cette relation a été établie pour $0{,}25 \leq \tau^* \leq 1{,}5$. La hauteur maximale des dunes est atteinte pour $\tau^* = 1{,}2$ et au-delà la taille des dunes décroit (Figure VI.12a).

$$\frac{H_D}{d} = 0{,}08 + 2{,}24\left(\frac{\tau^*}{3}\right) - 18{,}13\left(\frac{\tau^*}{3}\right)^2 + 70{,}9\left(\frac{\tau^*}{3}\right)^3 - 88{,}33\left(\frac{\tau^*}{3}\right)^4 \qquad \textbf{Eq. VI.8}$$

Karim (1995) établit une relation entre la hauteur relative des dunes et la vitesse de chute des particules de la taille du D_{50} (v_s). Ce paramètre traduit le type de transport (charriage, suspension ou mixte) (Figure VI.12c).

$$\frac{H_D}{d} = -0{,}04 + 0{,}294\left(\frac{u_*}{v_s}\right) + 0{,}00316\left(\frac{u_*}{v_s}\right)^2 - 0{,}0319\left(\frac{u_*}{v_s}\right)^3 + 0{,}00272\left(\frac{u_*}{v_s}\right)^4 \qquad \textbf{Eq. VI.9}$$

Cette relation reprend et améliore la relation de Allen (1978) car elle inclut des données supplémentaires (canal et terrain) et la gamme des hauteurs relatives de dunes s'étend en

dessous de 0,2. Pour une valeur de (U_*/v_s)>2, la taille des dunes commence à décroitre et ces dernières sont progressivement vannées jusqu'à la valeur de 3,6. Cependant, le manque de données dans la gamme de valeur du régime de transition et du régime de lit plan de haut niveau rend la courbe incertaine au-delà de l'intervalle $0{,}15 \leq \frac{U_*}{v_s} \leq 3{,}64$.

Afin de remédier à cette incertitude dans la zone de transition, une relation entre la profondeur relative (d/D_{50}) et le nombre de Froude est établi et permet la délimitation de 3 régimes :

$$\mathrm{Fr}_t = 2{,}716 \left(\frac{d}{D_{50}}\right)^{-0{,}25} \qquad \textbf{Eq. VI.10}$$

$$\mathrm{Fr}_u = 4{,}785 \left(\frac{d}{D_{50}}\right)^{-0{,}27} \qquad \textbf{Eq. VI.11}$$

où Fr_t est le nombre de Froude au début du régime de transition et Fr_u le nombre de Froude au début du régime de haute énergie. Lorsque $\mathrm{Fr}<\mathrm{Fr}_t$ les dunes sont dans le régime de basse énergie, pour $\mathrm{Fr}_t \leq \mathrm{Fr} \leq \mathrm{Fr}_u$ les dunes sont dans le domaine de transition, et enfin lorsque $\mathrm{Fr}>\mathrm{Fr}_u$ les dunes disparaissent au profit du régime de lit plan de haute énergie. Cette relation traduit la perte d'énergie due à la rugosité de forme et suggère que les dunes deviennent plus hautes si le nombre de Froude diminue.

D'après Coleman et Melville (1994), la célérité des dunes est fonction de leur dimension. Des mesures réalisées en laboratoire montrent que la célérité des dunes a tendance à diminuer à mesure que leur taille augmente (Figure VI.14) en suivant la relation suivante :

$$C_D^*(H^* - 3{,}5)^{1{,}3} = 40 \qquad \textbf{Eq. VI.12}$$

avec $C_D^* = C_D / [(u_* - u_{*c})(\tau^* - \tau_c^*)]$, la vitesse de propagation adimensionnelle et $H_D^* = H_D/D_g$, la hauteur de dune adimensionnelle, $D_g = (d_{84}.d_{16})^{0{,}5}$, la moyenne géométrique de la taille des sédiments.

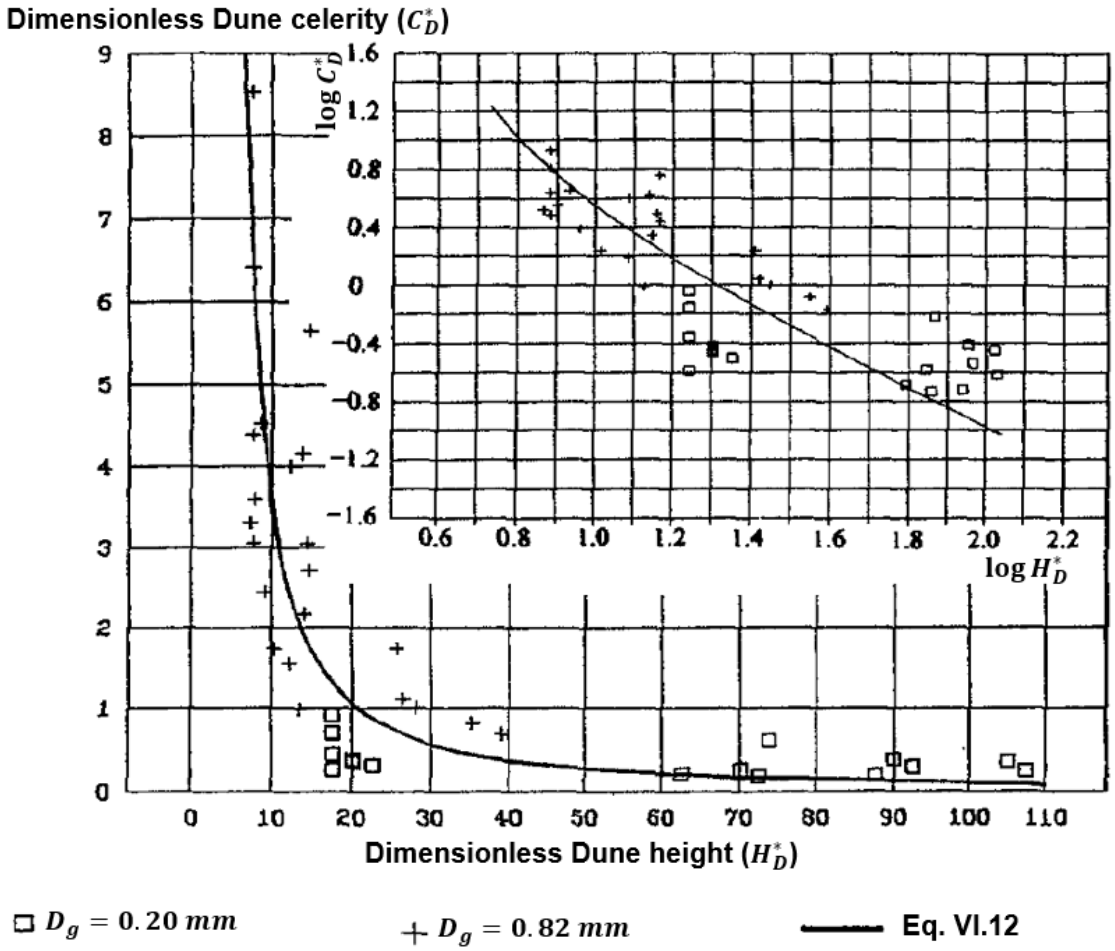


Figure VI.14 : Evolution de la célérité des formes du lit en fonction de leur hauteur, d'après Coleman et Melville (1994).

La taille des dunes semble donc liée aux caractéristiques de l'écoulement (u, h, Fr) ainsi qu'aux caractéristiques des sédiments (D_{50}) et la capacité de transport qui en résulte (τ^*/τ_c^*). Cependant, les apports sédimentaires (qui dépendent principalement d'une source amont dans le cas du site étudié) et la disponibilité sédimentaire (sédiment en place mobilisable) conditionnent également la morphologie des formes du lit (Kleinhans, 2002). Lorsque les apports sédimentaires sont diminués, les dimensions des dunes sont limitées. Les dunes sont d'autant plus grandes et irrégulières que les apports sédimentaires augmentent (Tuijnder, 2009). Pour une hauteur d'eau (ou une vitesse) constante, la taille des dunes croit avec l'épaisseur de la couche active (Tuijnder, 2009).

VI.3.1.2. Comportement des écoulements sur les barres sédimentaires avec des dunes superposées

Les profils longitudinaux ont permis de mettre en évidence l'influence des barres sédimentaires sur la vitesse d'écoulement. Une tendance générale semble se dégager du jeu de données avec une décroissance de la vitesse moyenne de l'écoulement vers l'aval jusqu'au sommet de la barre sédimentaire (Figure VI.16). Pour un débit proche du débit de submersion des barres (Q>500 $m^3.s^{-1}$), une diminution progressive de la vitesse de l'écoulement sur la face amont de la barre de l'ordre de 20% de la vitesse moyenne est observée (Figure VI.16a1, 2242 à 1496 m). La composante transversale de l'écoulement est plus marquée sur la face amont de la barre sédimentaire, montrant la divergence des écoulements induite par la présence de ces unités. L'intensité de cette décroissance semble liée à la profondeur moyenne sur chaque barre avec une influence sur les vitesses d'autant plus grande que la profondeur sur les barres est faible (Figure VI.15a). Cependant, la hauteur des dunes superposées n'apparait pas comme un paramètre de contrôle de la décroissance de la vitesse sur les barres. L'influence des dunes, dont la taille décroit avec le niveau d'eau, est masquée par la variation hydrologique. L'influence des barres sur les écoulements apparait prépondérante. La pente de la face aval des barres induit la présence d'une zone de séparation des écoulements en aval qui fait chuter de façon abrupte la vitesse moyenne. Le passage du front de la barre sédimentaire est accompagné d'une chute brutale des vitesses d'environ 80% de la vitesse moyenne (Figure VI.16a, 31/01/2019, 1496 à 1420 m). Environ 150 m en aval du front, l'écoulement retrouve une vitesse proche de la vitesse moyenne. Le même schéma d'évolution de la vitesse est observé sur la barre aval (Figure VI**.**16a, 31/01/2019, 844 à 190 m), cependant le front de la barre sédimentaire est moins influant avec une diminution d'environ 40 % de la vitesse moyenne. Un second front associé à la retouche latérale de sédiments lors des faibles niveaux d'eau (barres secondaires voir section V.4.2.2.) affecte également les écoulements avec une augmentation de la vitesse en amont du front de barre accompagnée d'une diminution en aval (Figure VI.16a, 31/01/2019, 1168 à 1096 m). Plus la pente de la face aval des barres est raide, plus l'influence sur les vitesses est forte (Figure VI.15b).

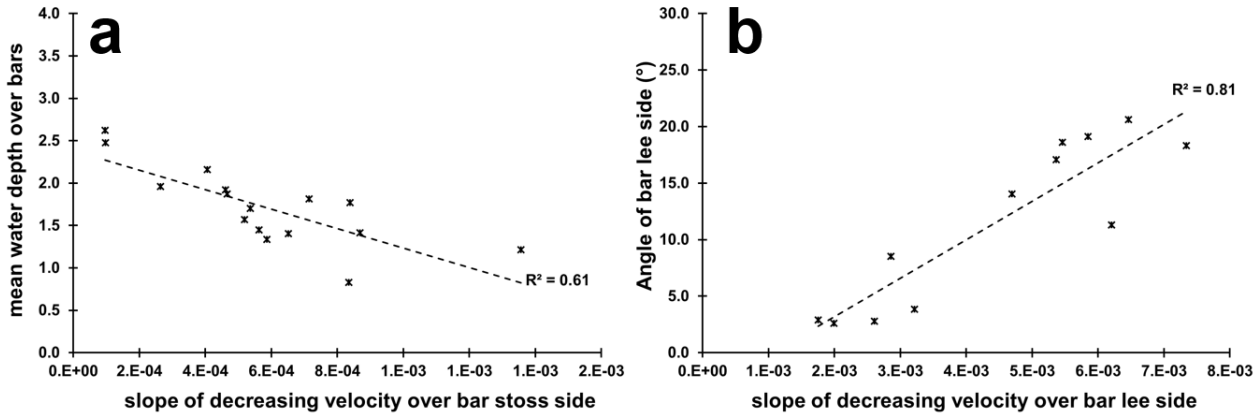
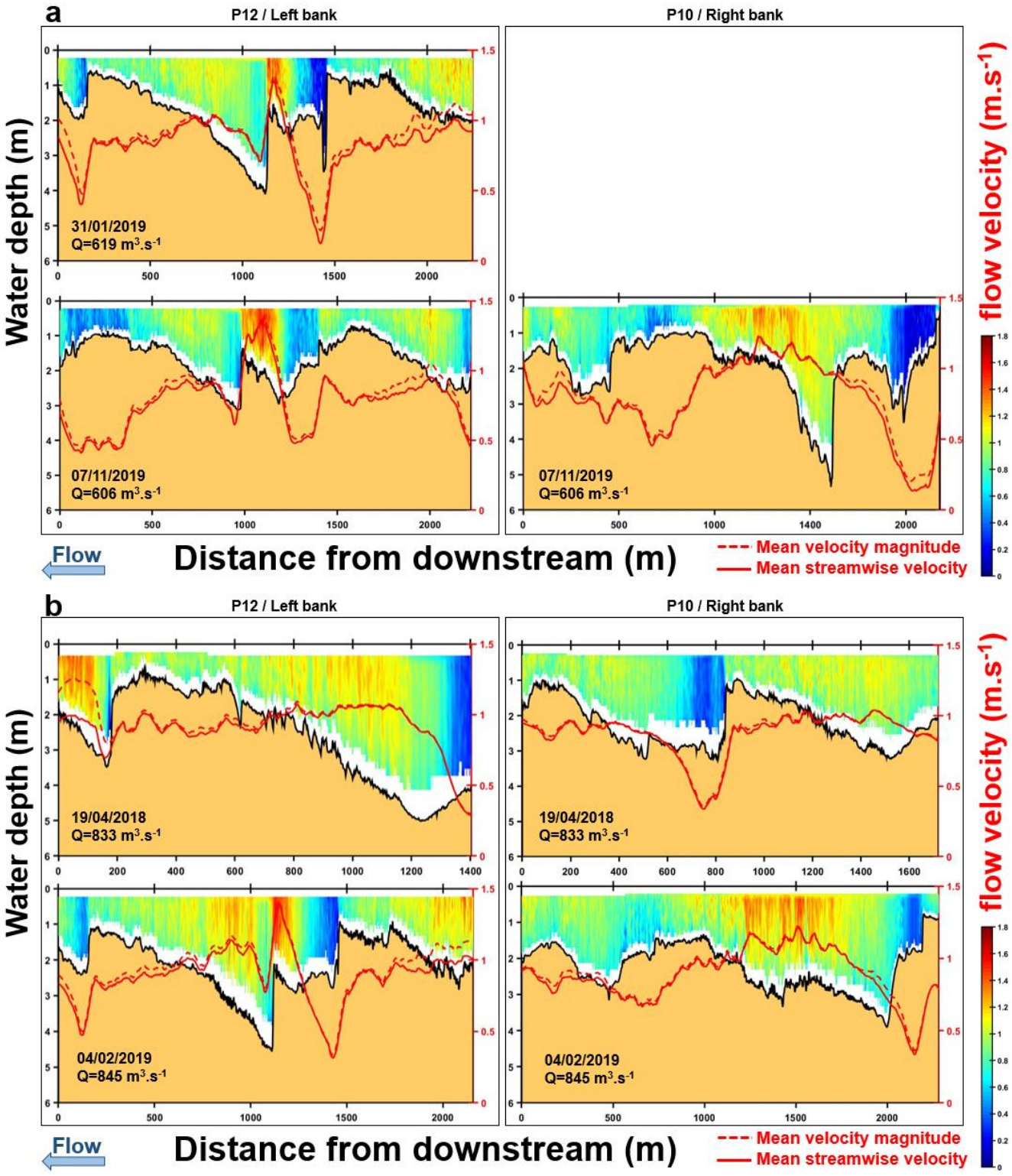


Figure VI.15 : a) Corrélation entre la réduction de la vitesse moyenne (pente) sur la face amont des barres sédimentaires et la profondeur moyenne sur les barres ; b) Corrélation entre la réduction de la vitesse moyenne (pente) associée au front des barres sédimentaires et l'angle de la face aval des barres.

Les mesures réalisées en crue montrent que l'impact de la barre sur les vitesses est amoindri par l'augmentation de la profondeur. La diminution de la vitesse en aval du front de barre n'est plus que d'environ 7% de la vitesse moyenne (Figure VI.16c). Il faut cependant noter que l'amplitude de cette barre (environ 1 m) est inférieure à celles observées pour des débits plus faibles (entre 1,5 m et 3 m). D'autre part, même si cette vision longitudinale inclus la composante transversale de l'écoulement, une vision en plan est nécessaire pour confirmer ces observations. Deux campagnes de mesures aDcp (profils transversaux) ont permis de réaliser une observation spatialisée dans les deux axes longitudinal et transversal. Les données de vitesse ont été interpolées entre les profils transversaux à partir de la méthode des voisins naturels. Associées aux cartes des profondeurs, les cartes des vitesses permettent d'appréhender l'effet croissant des barres sédimentaires sur les écoulements à mesure que le niveau d'eau diminue (Figure VI.16d). La diminution de la vitesse sur la face amont des barres est également observée sur ces cartes, de même que l'influence des fronts. La présence d'un petit front sur une barre (Figure VI.16d, 22/12/2017) peut avoir une plus grande influence sur les vitesses que le front (moins raide) situé en aval. Ce phénomène est également observé sur les profils longitudinaux (Figure VI.16a, P12 7/11/2019 à environ 1400 m ; Figure VI.16b, P10 et P12 4/02/2019 à respectivement 750 et 1750 m ; Figure VI.16c, P10 29/11/2019 à environ 670 m).


a
P12 / Left bank
P10 / Right bank
Water depth (m)
31/01/2019
Q=619 m3.s-1
07/11/2019
Q=606 m3.s-1
07/11/2019
Q=606 m3.s-1
flow velocity (m.s-1)
Flow
Distance from downstream (m)
Mean velocity magnitude
Mean streamwise velocity
b
P12 / Left bank
P10 / Right bank
Water depth (m)
19/04/2018
Q=833 m3.s-1
19/04/2018
Q=833 m3.s-1
04/02/2019
Q=845 m3.s-1
04/02/2019
Q=845 m3.s-1
flow velocity (m.s-1)
Flow
Distance from downstream (m)
Mean velocity magnitude
Mean streamwise velocity

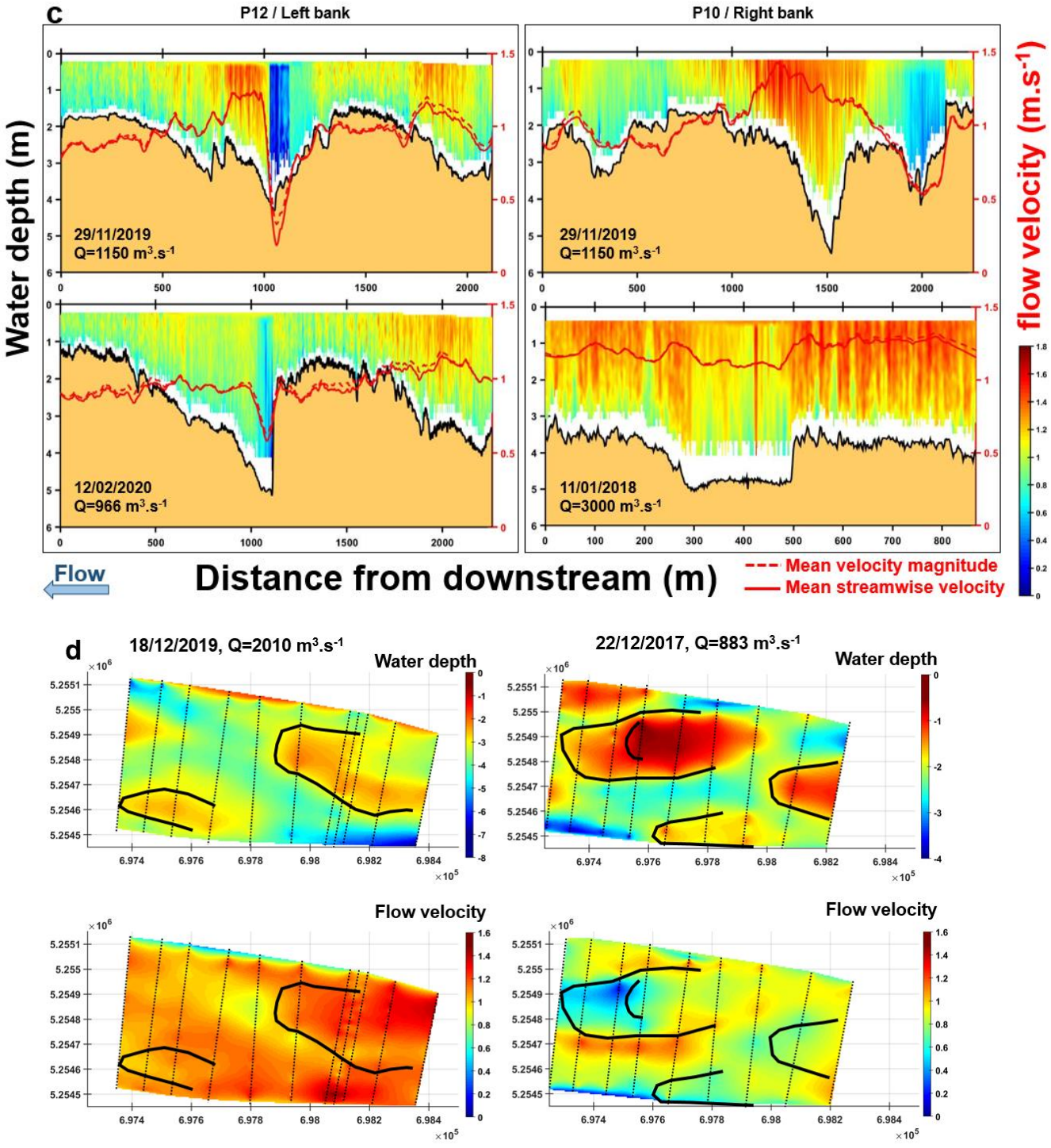


Figure VI.16 : Evolution longitudinale de la vitesse de l'écoulement mesurée avec l'aDcp (valeur absolue des vitesses horizontales) sur les profils P12 et P10 (respectivement sur les panneaux de gauche et de droite). La courbe rouge pleine représente la moyenne mobile de la composante longitudinale de la vitesse, la courbe rouge en pointillés représente la moyenne mobile de la valeur absolue des vitesses. Les mesures sont réalisées pour une gamme de débit qui croît de a) à c). d) Cartes des profondeurs et des vitesses interpolées à partir de données aDcp issues de profils transversaux (pointillés noirs) pour deux gammes de débit différentes. Les fronts de barres sédimentaires ont été délimités en traits pleins noirs.

L'observation et la caractérisation des écoulements sur les dunes fluviales ont été largement documentées. Sur le rio Paraná (Argentine), Parsons et al. (2005) ont mesuré les vitesses d'écoulement au-dessus d'une dune d'environ 2 m de haut. Ils décrivent la décélération importante en aval de la crête de dune produit par le forçage topographique de la dune et la résistance qu'elle impose à l'écoulement. Les mesures réalisées par notre équipe sur le Paraná dans le cadre du projet ECOSUD A18ST02 confirment ces résultats (Figure VI.17a). Le même *pattern* d'évolution est décrit par Kostaschuk et al. (2005) dans l'estuaire de la Fraser (Canada) sur des dunes d'environ 1,9 m de hauteur (Figure VI.17b). Ces auteurs mettent en garde sur les limitations de l'utilisation de l'aDcp pour décrire la variation de la vitesse en présence des fronts de dunes où les faisceaux de l'aDcp peuvent échantillonner en même temps sur la crête de la dune et dans le creux (en particulier quand la profondeur d'eau est importante). Certaines observations réalisées en canal artificiel confirment ce mécanisme d'évolution de la vitesse (Figure VI.17c et Figure VI.17d ; Bennett et Best, 1995 ; Maddux et al., 2003).

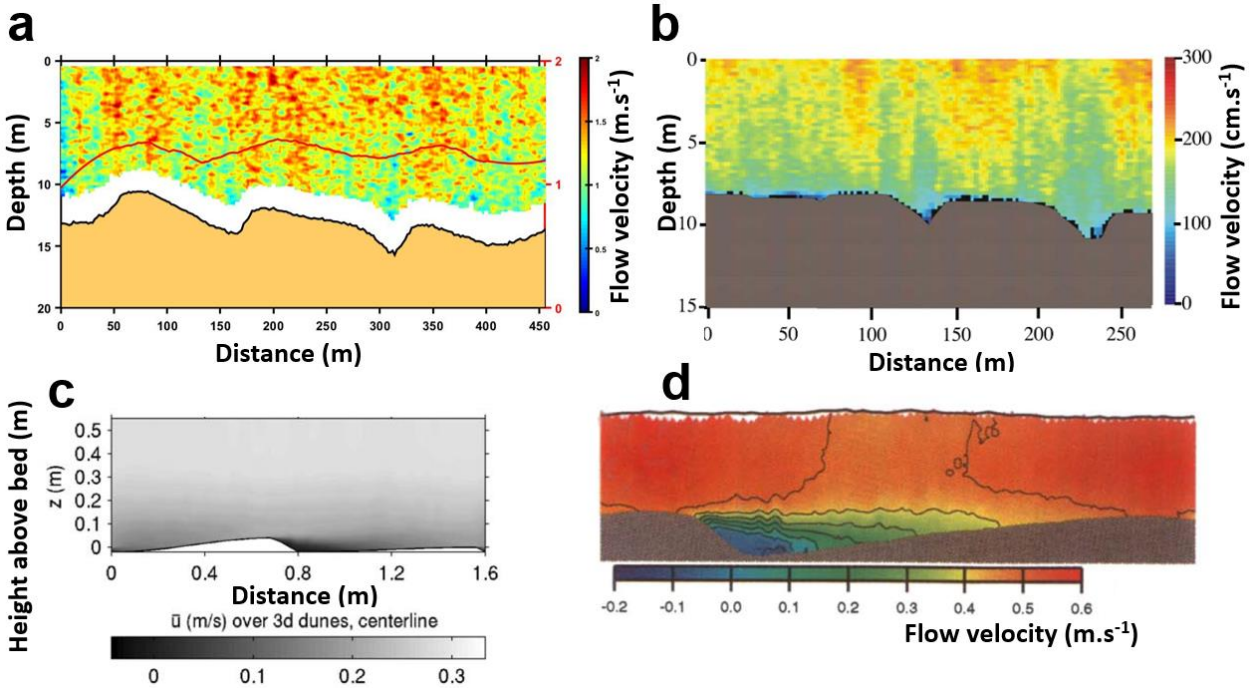


Figure VI.17 : Evolution de la vitesse de l'écoulement au-dessus des dunes, a) du Paraná (Argentine); b) de la Fraser (Canada) d'après Kostaschuk et al. (2005) ; c) en canal artificiel d'après Maddux et al. (2003) ; d) en canal artificiel d'après Bennett et Best, 1995.

A ce jour, il n'existe que peu d'éléments de comparaison dans la littérature concernant l'observation de l'évolution longitudinale de la vitesse sur les barres sédimentaires. Certaines observations réalisées sur la Jamuna (Bangladesh) montrent l'évolution des vitesses au sein d'un

chenal en tresse dont la configuration morphologique complexe diffère de notre site d'étude (McLelland et al., 1999). Les vitesses sont réduites au niveau des marges de la barre lorsque cette dernière est émergée. L'accrétion latérale qui en résulte permet alors la formation de fronts qui engendrent des zones d'abri où la vitesse est faible (Ashworth et al., 2000). Citons également le travail de Guerrero et Lamberti (2011) sur le Pô (Italie) dont la partie amont du secteur étudié est composée de barres alternes (configuration proche de la Loire à Saint-Mathurin-sur-Loire). Les auteurs mentionnent une accélération des flux vers la crête de la barre et une diminution brutale en aval de celle-ci. Cependant, ces observations ne permettent pas de lier avec précision la structure des écoulements à la morphologie des barres.

L'évolution des vitesses sur les barres sédimentaires de la Loire diffère du schéma d'évolution de la vitesse sur les dunes. Ce comportement différent pourraient être lié à la présence des dunes superposées ou à la macroforme elle même. Un premier élément de réponse est la récente étude de Unsworth et al. (2020) sur la Saskatchewan du sud (Canada). Les résultats montrent que la présence des dunes participe à réduire la vitesse sur les barres jusqu'à 30% (Figure VI.18), sans toutefois préciser si la vitesse est également réduite sans la présence des dunes. Autrement dit, il se peut que le *pattern* de diminution des vitesses vers la crête de la barre soit existant sans la présence des dunes mais que ces dernières accentuerait cette réduction.

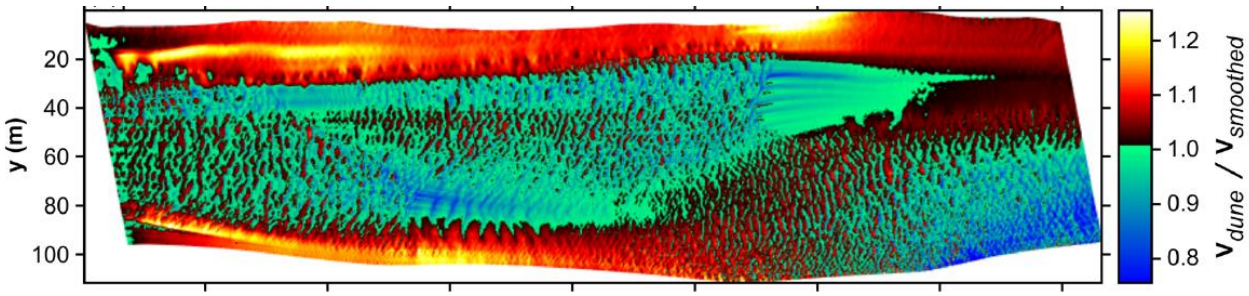


Figure VI.18 : Ratio de la vitesse moyenne sur la colonne d'eau pour la simulation avec présence des dunes dans le MNT (V_{dunes}) sur la vitesse moyenne sur la colonne d'eau pour la simulation sans présence des dunes dans le MNT ($V_{smoothed}$). D'après Unsworth et al., 2020.

D'autres observations réalisées à partir d'un modèle numérique hydrosédimentaire ont montré une diminution de la force de cisaillement sur le dos de la barre puis une chute brutale de ce paramètre immédiatement en aval du front de la barre (Figure VI.19, Cordier et al., 2019). Le *pattern* d'évolution de la force de cisaillement sur la face amont des barres suit la même tendance observée pour la vitesse d'écoulement (Figure VI.16).

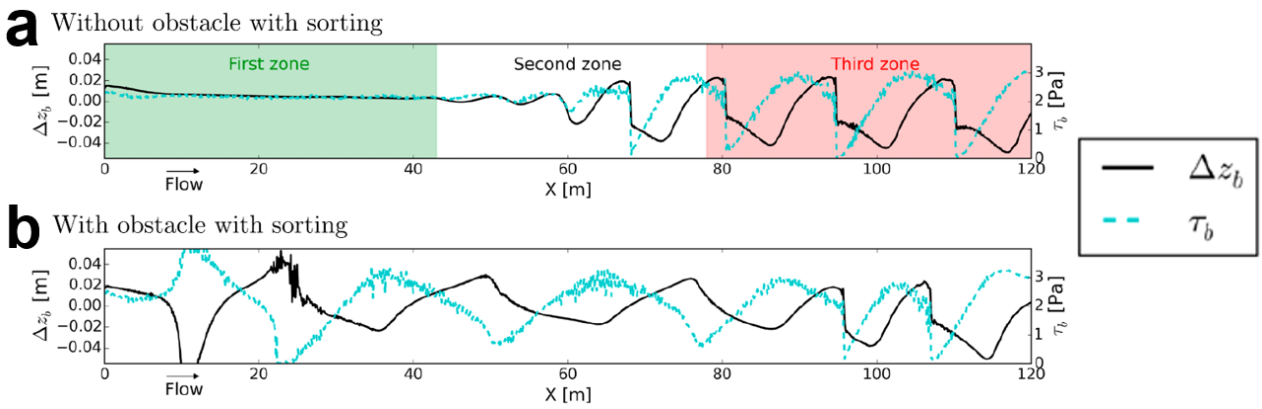


Figure VI.19 : Profils longitudinaux de l'évolution du lit et de la force de cisaillement dans le cas a) de barres libres ; b) de barres forcées. D'après Cordier et al. (2019).

L'influence des dunes sur les écoulements se résume à leur capacité à ralentir les écoulements et à créer une résistance à l'écoulement grâce à leur morphologie. L'angle de la pente aval des dunes apparait comme un facteur de contrôle primaire de la formation d'une zone de séparation des écoulements en aval de la crête (Kwoll et al., 2016 ; Lefebvre et al., 2016). Au sein des grandes rivières, la majorité des dunes ont un angle de la face aval plutôt faible (environ 10°, Figure VI.20). En deça de cette valeur de 10°, la zone de séparation des écoulements n'existe pas, tandis que au-delà de 24°, la zone de séparation des écoulements est permanente. Entre ces deux valeurs d'angle de la face aval, la formation de la zone de séparation des écoulements est fonction de la hauteur relative des dunes (Cisneros et al., 2020).

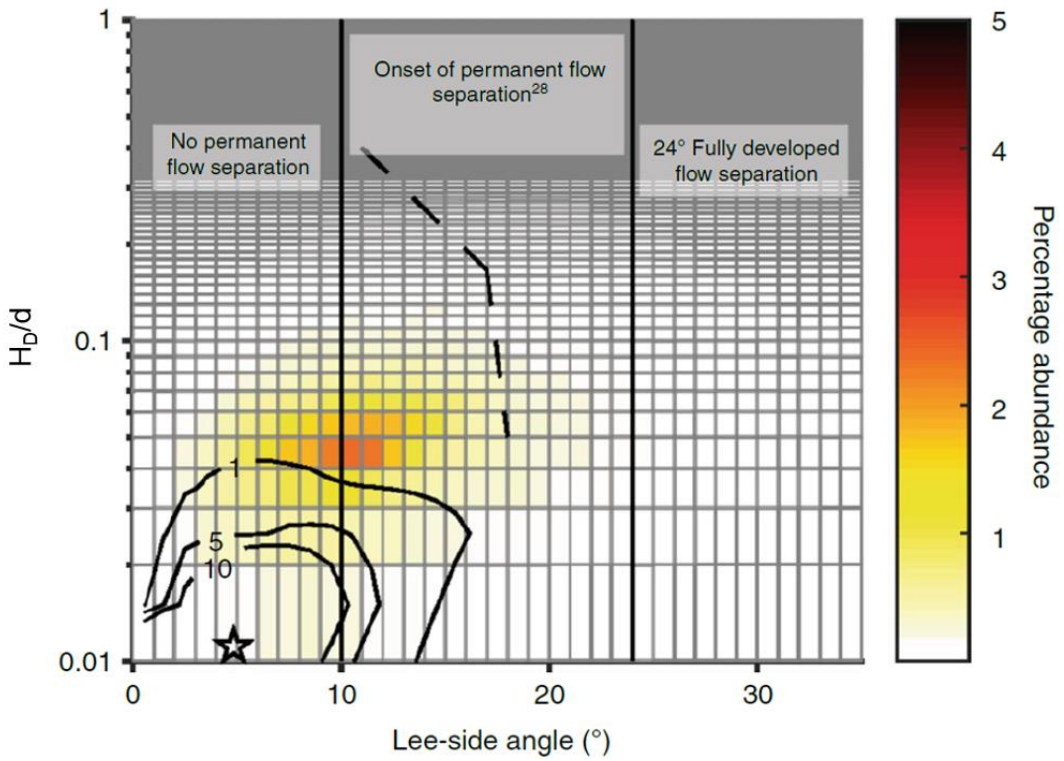


Figure VI.20 : Graphique *hotspot* de la hauteur relative de la dune (ratio hauteur de dune H_D et profondeur d) en fonction de l'angle de la face aval (*lee-side*). Les lignes de contour noires représentent le pourcentage d'abondance pour les dunes superposées (l'étoile correspond à la valeur moyenne). D'après Cisneros et al. (2020).

Sur la Loire, le même type de relation a pu être établie à partir de la géométrie des dunes superposées sur les barres sédimentaires. En moyenne, les dunes de la Loire, présentes à la surface des barres, possèdent un angle de la face aval (α_D) d'environ 9°. Au total, près de 62,6% des dunes ont un angle de la face aval inférieur à 10°. Ces dunes ne présentent pas de zone de séparation des écoulements (Lefebvre et Winter, 2016 ; Cisneros et al., 2020). Pour les dunes dont l'angle de la face aval est compris entre 10° et 24°, Lefebvre et Winter (2016) ont établit une relation entre la hauteur relative des dunes, l'angle de la face aval et la présence ou non d'une zone de séparation des écoulements. Cette limite (courbes noires en pointillés Figure VI.21 et Figure VI.20) permet de différencier les dunes qui de part leur morphologie vont présenter une zone de séparation des écoulements (au dessus de la courbe) mais cette zone ne sera pas complètement développée au contraire des dunes dont l'angle de la face aval est supérieur à 24°. Seulement 10% des dunes dont l'angle de la face aval est compris entre 10° et 24° sont situées au-dessus de la limite de formation de la zone de séparation des écoulements (Figure VI.21). Concernant les barres sédimentaires, près de 41% des barres mesurées présentent un angle de

leur face aval (α_B) supérieur à 10°. Sur les 59% restant, 3 barres possèdent des mesures courantométriques permettant de confirmer l'absence d'une zone de séparation des écoulements bien marquée. Cependant, 86% des barres ont une hauteur relative supérieure à 0,4 qui est supérieure à la plus forte hauteur relative utilisée dans les modèles pour définir cette relation (Lefebvre et Winter, 2016).

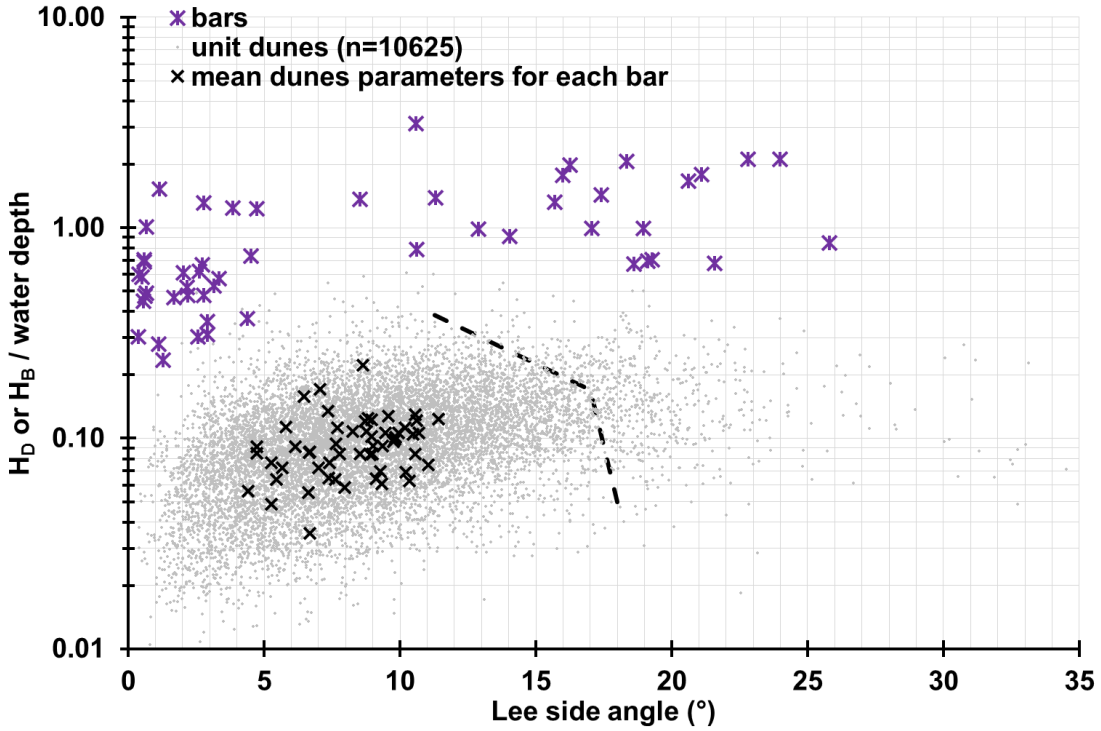


Figure VI.21 : Relation entre la hauteur relative des dunes et des barres, et l'angle de leur face aval respective. La courbe noire en pointillés représente la limite d'apparition de la zone de séparation des écoulements en aval de la crête d'après Lefebvre et Winter (2016).

Les travaux de Lefebvre et Winter (2016) mentionnés ci-dessus montrent également l'évolution du ratio du frottement de forme sur le frottement totale en fonction de la pente de la face aval (Figure VI.22). Le frottement de forme croit avec l'angle de la face aval et, la part du frottement de forme est d'autant plus importante que la hauteur relative de la forme est élevée (Figure VI.22 ; LSA 1). En considérant ces éléments, il semble probable que la diminution des vitesses sur le dos des barres soit due majoritairement à la barre elle-même plutôt qu'à la présence des dunes superposées. Cependant, nous n'avons pas d'information sur l'effet isolé de la présence des dunes. Les résultats de Unsworth et al. (2020) montrent tout de même l'augmentation de la rugosité (réduction de la vitesse d'écoulement) due à la présence des dunes superposées. Chaque échelle de forme semble alors influencer la vitesse d'écoulement au sein de couche

limites superposées dont la hiérarchie est fonction de l'échelle (Smith et McLean, 1977 ; Lefebvre et al., 2013).

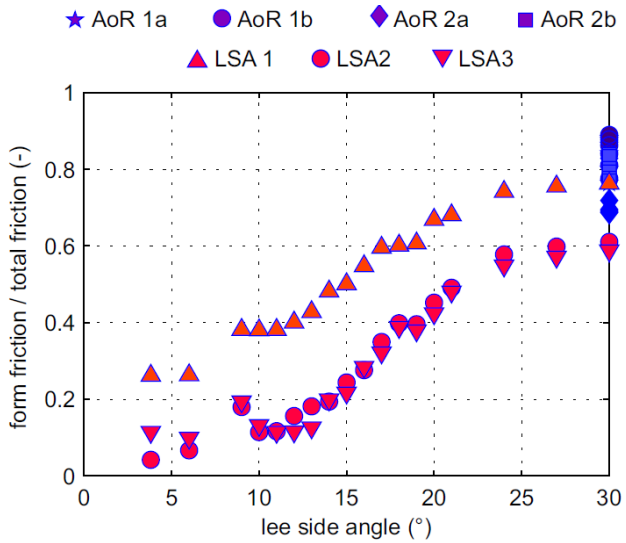


Figure VI.22 : Relation entre l'angle de la face aval des dunes et la part du frottement de forme sur le frottement totale. D'après Lefebvre et Winter (2016). Les simulations LSA 1, LSA 2 et LSA 3 ont été réalisées pour des hauteurs relatives respectives de 0,4, 0,17 et 0,05. Voir Lefebvre et Winter (2016) pour plus de détails sur les simulations.

D'après les observations réalisées sur le site d'étude, la vitesse et la profondeur diminuent sur le dos des barres. L'évolution conjointe de ces deux paramètres tend à augmenter le nombre de Froude et donc à diminuer la taille des dunes depuis le creux vers la crête des barres. Cependant, la taille des grains qui composent le lit et la contrainte hydraulique, dont nous n'avons pas pu observer l'évolution sur le dos des barres, sont autant de variables qui complexifient l'analyse de l'évolution de la géométrie des dunes sur les barres.

VI.3.1.3. Evolution de la morphologie des dunes superposées sur les barres sédimentaires

La taille moyenne des dunes a été mesurée sur chacune des barres observées au sein du chenal. Le suivi diachronique a permis de mesurer ces paramètres plusieurs fois sur chacune des barres et pour des états hydrauliques différents compris entre 600 et 2000 $m^3.s^{-1}$. Le jeu de données est composé de 110 barres et de 10625 dunes superposées. La hauteur moyenne des dunes sur chaque face amont des barres suit une relation croissante avec la hauteur d'eau qui est proche des modèles de Yalin (1964) et Julien et Klaassen (1995), bien que ces deux modèles aient tendance à surestimer les hauteurs des dunes observées (Figure VI.23a). Les formes des

dunes, et notamment le rapport entre la hauteur des dunes et la longueur d'onde (*steepness*), sont cohérentes avec les observations réalisées par Flemming (1988) (Figure VI.23b). En moyenne, la hauteur de dune est de 0,2 m, la longueur d'onde est de 3,9 m pour un *steepness* d'environ 0,05. Cette valeur est très proche de la valeur communément admise pour les dunes à l'équilibre (0,06 selon Carling et al. 2000a).

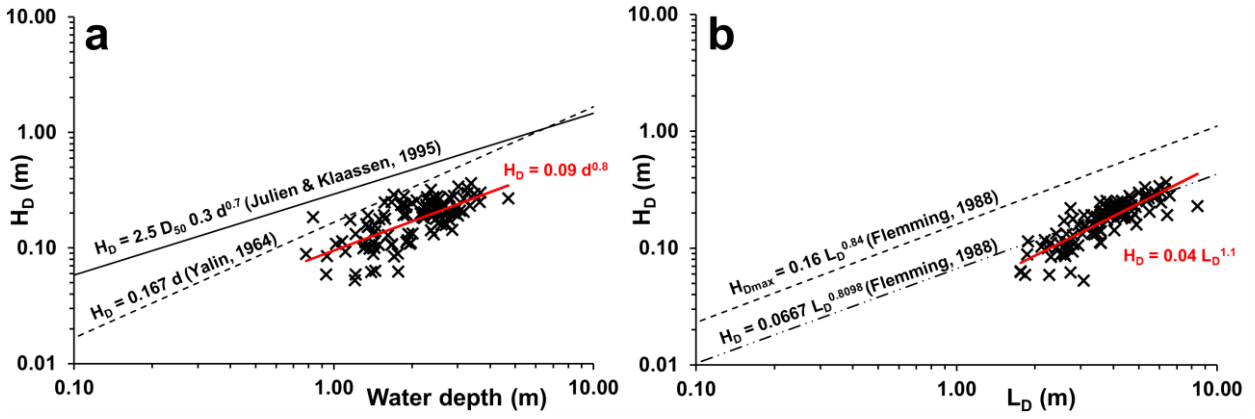


Figure VI.23 : a) Hauteur moyenne des dunes sur les barres en fonction de la profondeur moyenne sur les barres, comparaison avec les modèles de Yalin (1964) simplifié et Julien et Klaassen (1995) ; b) hauteur moyenne des dunes sur les barres en fonction de la longueur d'onde moyenne, comparaison avec les modèles de Flemming (1988).

Les barres B1 et B2 (Figure V.6) situées en rive droite présentent des dunes moins hautes, plus courtes et dont l'angle de la face aval (α_D) est légèrement plus faible qu'en rive gauche sur les barres B4 et B5 (Table VI.1). Cependant, la géométrie des barres de rive gauche ne se distingue pas de la géométrie des barres de rive droite du point de vue de la hauteur des barres, de l'angle de la face aval ou encore de la hauteur relative à la profondeur (Table VI.1). Néanmoins, la géométrie des barres amont (B1 et B4) semble différente de la géométrie des barres aval (B2 et B5) avec des barres moins hautes, dont la face aval est moins pentue et dont la résistance à l'écoulement est plus faible en moyenne sur les barres aval. Ces éléments ne se traduisent donc pas dans la géométrie des dunes superposées.

Table VI.1 : Moyenne des paramètres géométriques des barres et des dunes superposées.

	H_D (m)	L_D (m)	α_D (°)	steepness	H_B (m)	α_B (°)	H_B/d
B1	0,17	3,4	8,9	0,05	1,8	11,9	1,6
B2	0,16	3,5	7,9	0,05	1,1	2,5	1,0
B4	0,22	4,2	9,9	0,06	2,3	11,2	2,4
B5	0,22	4,3	9,3	0,05	1,3	6,2	1,0

La morphologie des barres sédimentaires entraine une diminution de la profondeur sur la face amont de la barre. Cette diminution, dont la valeur médiane est d'environ 1,5 m (Figure VI.24), devrait (selon le modèle de Yalin, 1964) entrainer une modification graduelle plus ou moins importante de la taille des dunes sur le dos des barres avec des dunes plus grandes en amont et des dunes plus petites à proximité du front de la barre. Les observations réalisées sur les 110 barres n'ont pas permis de mettre en évidence une tendance longitudinale d'évolution de la géométrie des dunes sur les dos des barres.

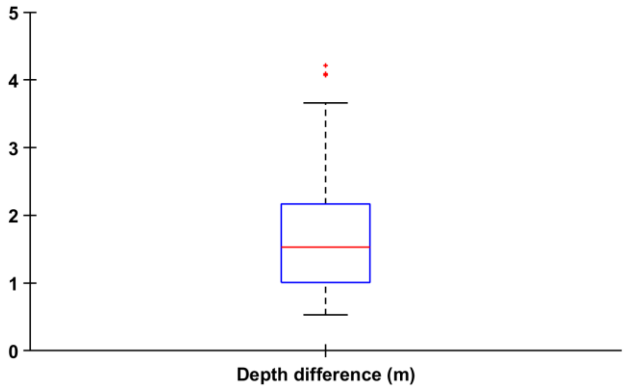


Figure VI.24 : Distribution de la différence de profondeur sur la face amont des barres.

La taille des dunes est très hétérogène sur une même barre (Figure VI.25, évènement 1, Q=602 $m^3.s^{-1}$) et cette hétérogénéité s'accroit avec le débit (Figure VI.25, évènement 16, Q=2010 $m^3.s^{-1}$). Ceci est à mettre en lien avec l'irrégularité de la dimension des dunes qui s'accroit avec l'augmentation des apports sédimentaires (Tuijnder, 2009). La présence de la barre pourrait être à l'origine de cette irrégularité en permettant un apport et une disponibilité sédimentaire non limitante pour la formation des dunes sus-jacentes. Pourtant, certaines barres ont montré des schémas particuliers d'évolution de la hauteur des dunes. A titre d'exemple, la barre B1 montre une croissance de la taille des dunes depuis l'amont (environ 0,1 m) vers le front de la barre où les dunes mesurent près de 0,4 m (Figure VI.25, évènements 2, 4 et 7). Lors des évènements 9 et 10, cette tendance s'inverse et les dunes diminuent en taille vers le front. Le signal est ensuite beaucoup plus bruité en crue (Figure VI.25, évènements 16 et 17). La diminution de la vitesse de l'écoulement sur la barre accompagnée de la diminution de la profondeur devraient pourtant entrainer la formation de dunes plus petites à mesure que l'on s'approche de la crête des barres (e.g. Figure VI.25, évènement 10 ; Figure VI.28, évènement 11). Ces schémas particuliers pourraient être dus au tri granulométrique qui s'opère à la surface des barres (Cordier et al., 2019).

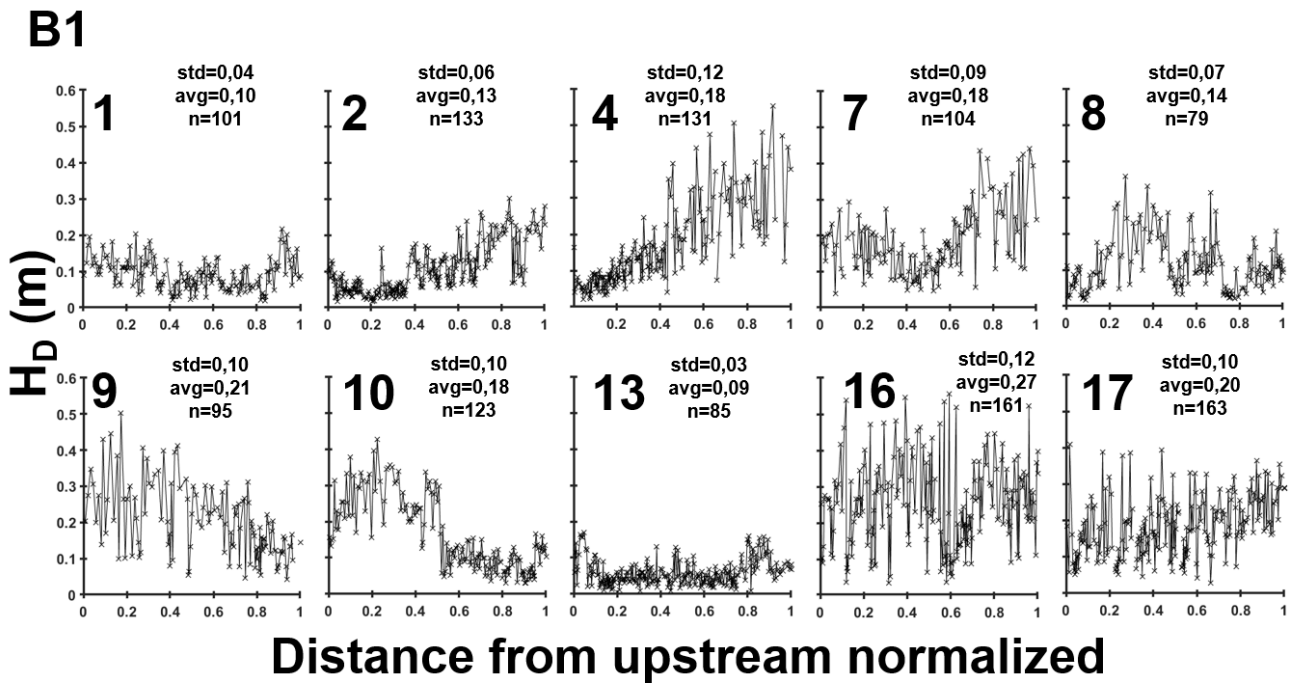


Figure VI.25 : Evolution longitudinale de la hauteur des dunes sur la barre B1 (P10) pour différents évènements hydrologiques. Voir Figure V.6, Figure VI.9 et Figure VI.10 pour l'identification respective de la barre, du profil et de l'évènement hydrologique. Ecart type (std), moyenne (avg) et nombre de dunes (n) pour chaque évènement.

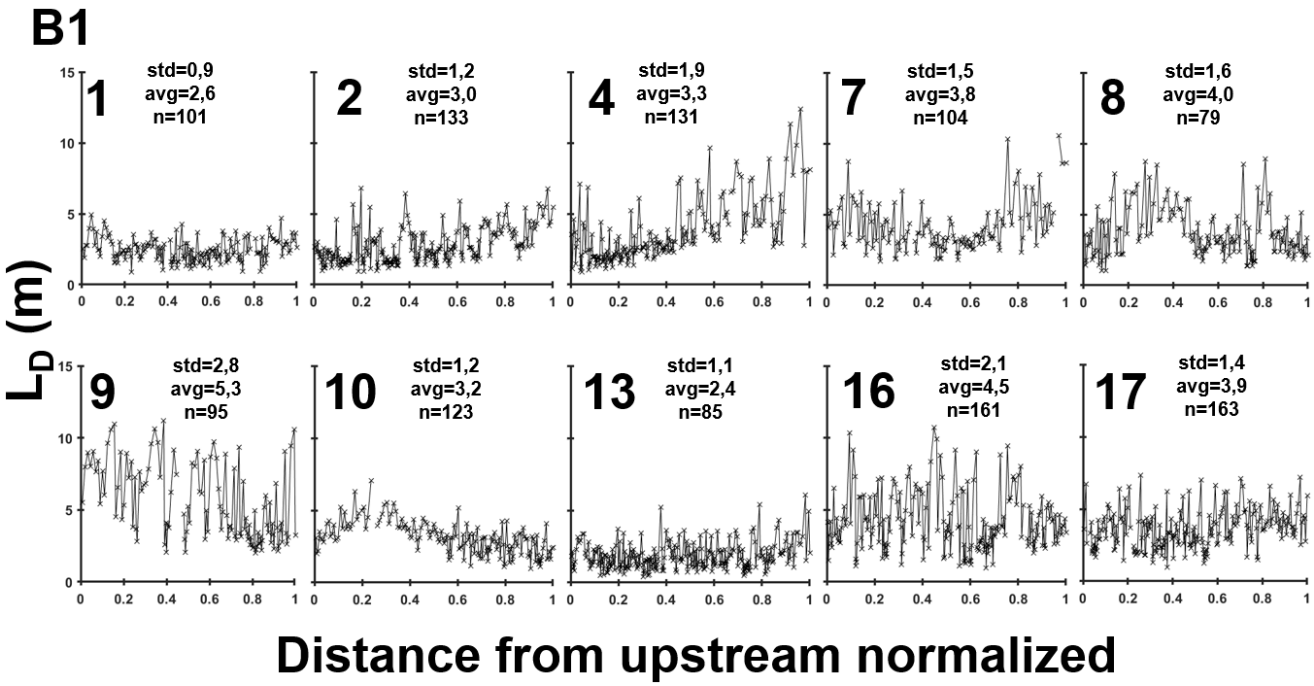


Figure VI.26 : Evolution longitudinale de la longueur d'onde des dunes sur la barre B1 (P10) pour différents évènements hydrologiques. Voir Figure V.6, Figure VI.9 et Figure VI.10 pour l'identification respective de la barre, du profil et de l'évènement hydrologique. Ecart type (std), moyenne (avg) et nombre de dunes (n) pour chaque évènement.

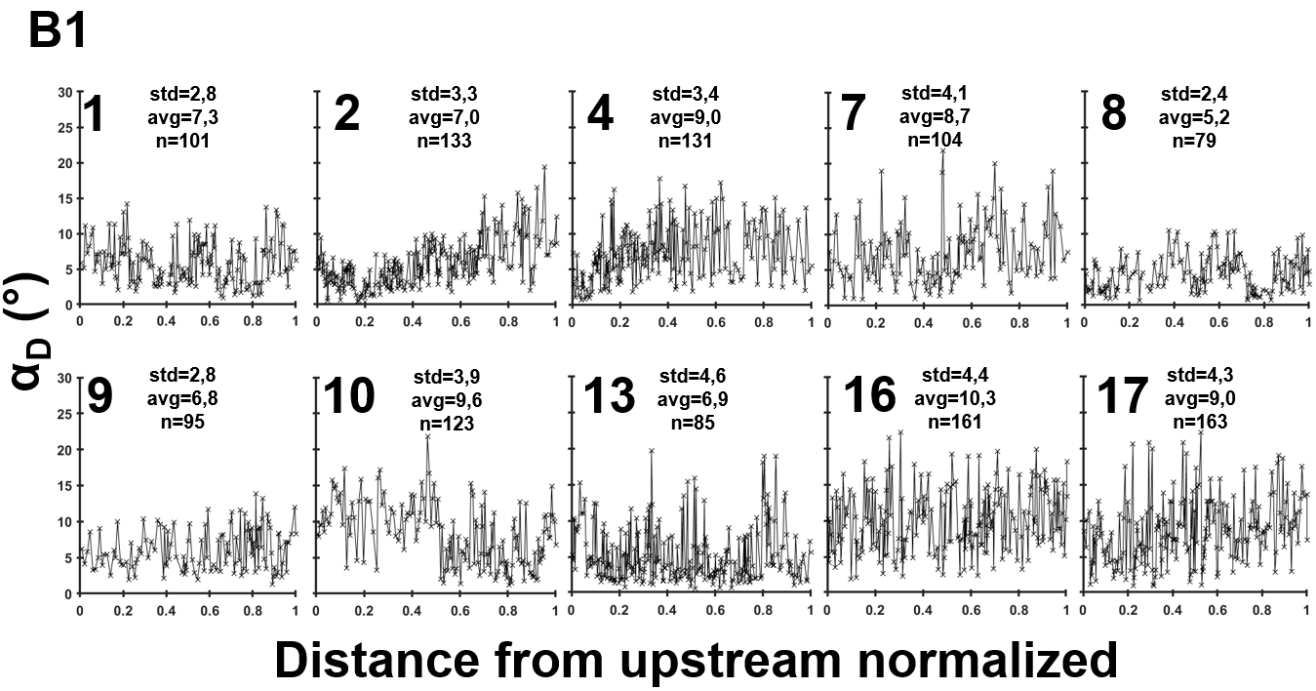


Figure VI.27 : Evolution longitudinale de l'angle de la face aval des dunes sur la barre B1 (P10) pour différents évènements hydrologiques. Voir Figure V.6, Figure VI.9 et Figure VI.10 pour l'identification respective de la barre, du profil et de l'évènement hydrologique. Ecart type (std), moyenne (avg) et nombre de dunes (n) pour chaque évènement.

La longueur d'onde suit la même tendance que la hauteur des dunes pour chacun des évènements illustrés (Figure VI.26). Ceci implique donc une faible variation du *steepness* sur le dos des barres et une adaptation de la hauteur et la longueur d'onde des dunes conjointe. Lors des évènements 2 et 4, l'angle de la face aval des dunes apparait croissant vers le front de barre au même titre que la hauteur et la longueur d'onde (Figure VI.27). Le changement de tendance pour les évènements suivants est beaucoup moins marqué que pour la hauteur et la longueur d'onde (Figure VI.27, évènement 10).

La barre B5 ne présente pas d'évolution particulière de la hauteur (Figure VI.28), de la longueur d'onde (Figure VI.29) et de l'angle de la face aval des dunes (Figure VI.30) vers sa crête. Seuls les évènements 11 et 13 permettent d'observer une décroissance de la taille des dunes sur le dos de la barre.

Ces résultats complètent la littérature où les observations *in-situ* des dunes sur les barres sont rares (Rodrigues et al., 2015 ; Wintenberger et al., 2015b ; De Ruijsscher et al., 2020). Du fait de l'absence de tendances claires, il est cependant difficile de lier l'évolution de la géométrie des dunes sur le dos des barres, à une variation d'un ou plusieurs paramètres que les barres

pourraient affecter (vitesse, profondeur, granularité…). L'intervention de plusieurs paramètres dans l'évolution de la morphologie des dunes rend difficile leur explication avec des écoulements transitoires et une morphologie des barres qui évolue dans le même temps. Le caractère transitoire des écoulements contribue à la complexification des observations dans le sens où ces dernières reflètent probablement des conditions hydrauliques et de transport sédimentaire antérieures en raison du temps nécessaire aux dunes pour s'adapter aux conditions actuelles (*lag time*). La hauteur d'eau et la vitesse d'écoulement ont un effet différent et non simultané sur l'adaptation des dunes (Reesink et al., 2018). De plus, les profils longitudinaux dont nous disposons ne permettent pas de prendre en compte l'évolution des dunes sur toute la surface d'une barre. Des données en 3 dimensions, difficiles à acquérir sur le terrain, pourraient apporter plus d'informations dans ce sens (Unsworth et al., 2020). Les résultats présentés ici constituent donc une première approche, qui devra être complétée par des travaux de recherche en conditions contrôlées (canal artificiel ou modèle numérique).

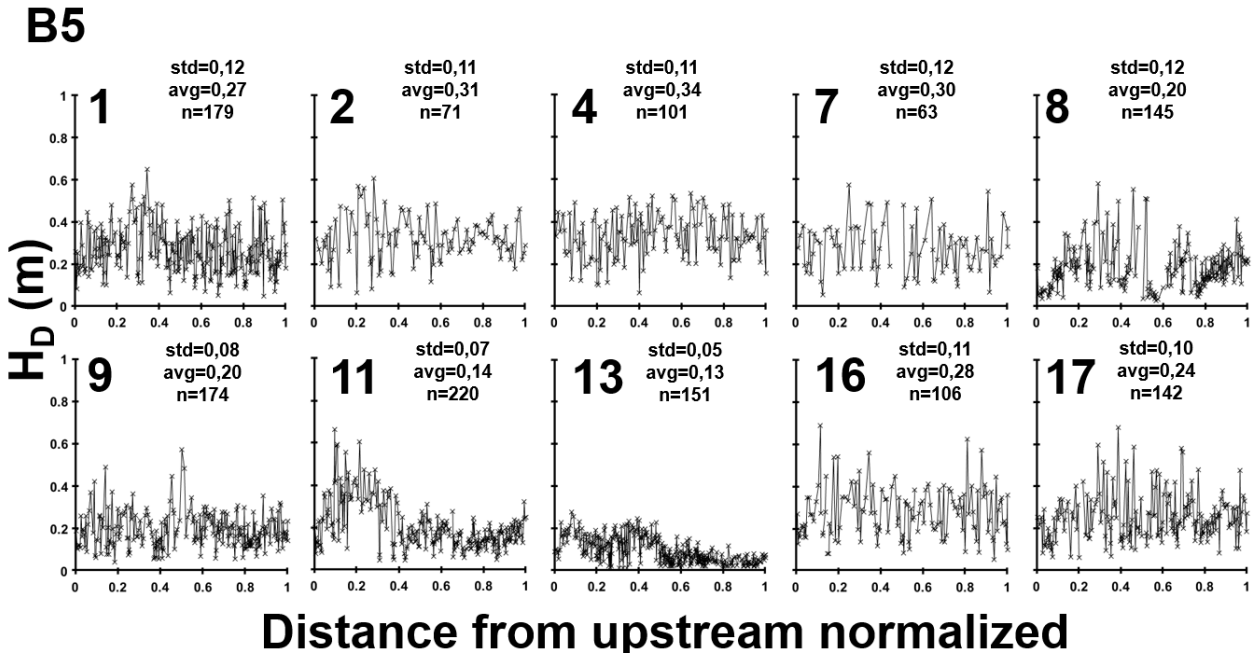


Figure VI.28 : Evolution longitudinale de la hauteur des dunes sur la barre B5 (P12) pour différents évènements hydrologiques. Voir Figure V.6, Figure VI.9 et Figure VI.10 pour l'identification respective de la barre, du profil et de l'évènement hydrologique. Ecart type (std), moyenne (avg) et nombre de dunes (n) pour chaque évènement.

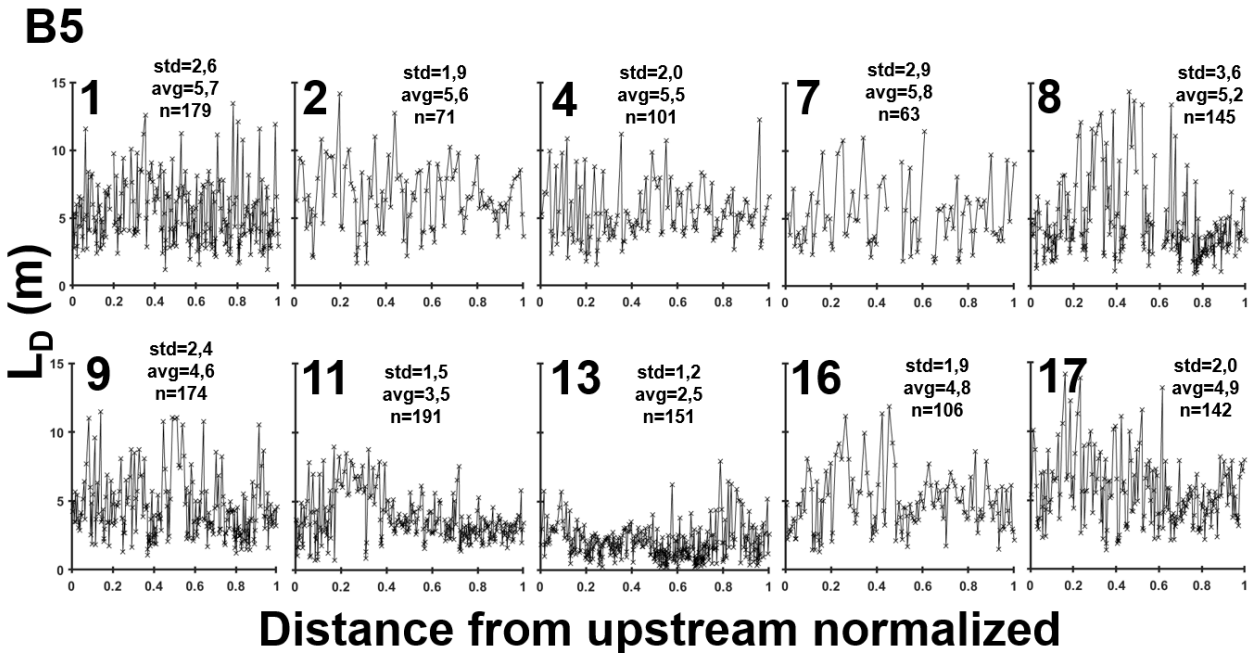


Figure VI.29 : Evolution longitudinale de la longueur d'onde des dunes sur la barre B5 (P12) pour différents évènements hydrologiques. Voir Figure V.6, Figure VI.9 et Figure VI.10 pour l'identification respective de la barre, du profil et de l'évènement hydrologique. Ecart type (std), moyenne (avg) et nombre de dunes (n) pour chaque évènement.

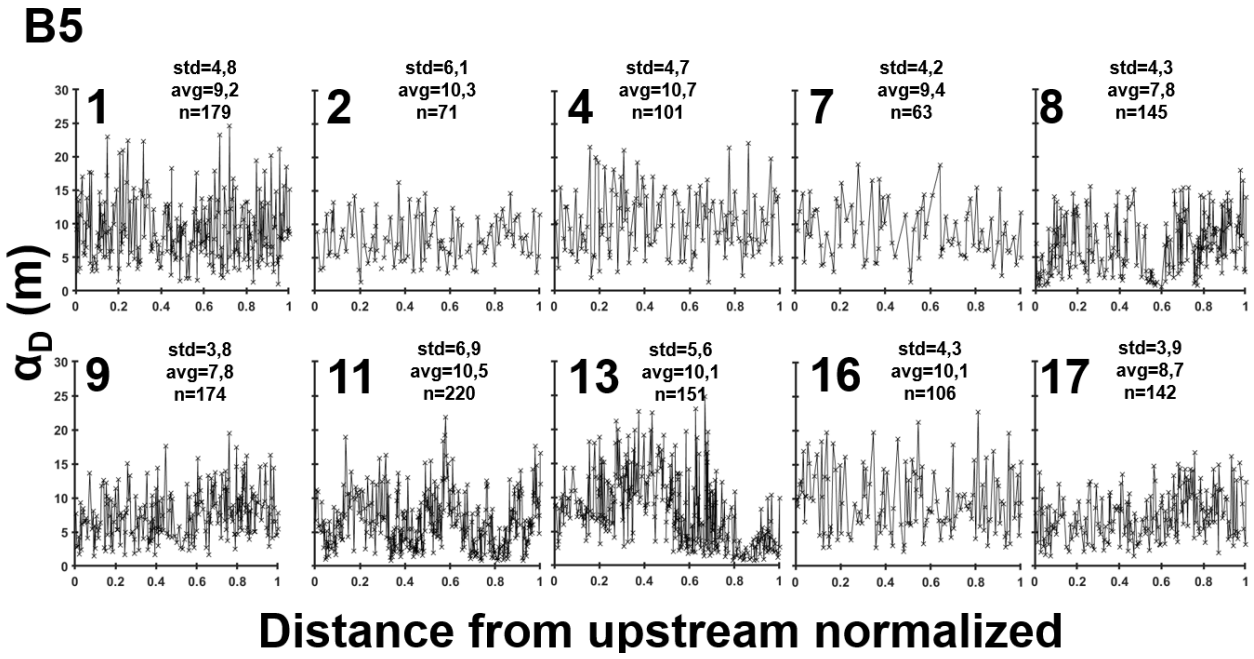


Figure VI.30 : Evolution longitudinale de l'angle de la face aval des dunes sur la barre B5 (P12) pour différents évènements hydrologiques. Voir Figure V.6, Figure VI.9 et Figure VI.10 pour l'identification respective de la barre, du profil et de l'évènement hydrologique. Ecart type (std), moyenne (avg) et nombre de dunes (n) pour chaque évènement.

VI.3.2. Rétroaction des dunes sur les barres sédimentaires

VI.3.2.1. Paramètres de contrôle de la formation des barres

Le principal paramètre qui contrôle la formation des barres est le ratio d'aspect du chenal (Colombini et al., 1987 ; Lanzoni et Tubino, 1999). D'après les modèles analytiques à l'origine des différentes théories des barres, les courbes marginales des domaines d'instabilité des barres sont définies en fonction d'un ratio d'aspect critique en dessous duquel les barres ne peuvent se former (Figure V.4). Plus un chenal est profond et étroit (ratio d'aspect faible), plus le *pattern* associé aux barres se simplifie, depuis des barres multiples vers les barres alternes, jusqu'à leur disparition. Ceci est fonction de la contrainte hydraulique associée à la pente du chenal et de la taille des sédiments qui composent le lit. Plusieurs autres paramètres peuvent affecter la formation et le mode des barres. Des variations de la largeur du chenal, des courbures du chenal, des bifurcations ou encore des obstacles (épis de navigation) influencent le ratio d'aspect et en retour la formation des barres et leur migration (Tubino et al., 1999 ; Repetto et al., 2002 ; Luchi et al., 2010 ; Garcia Lugo et al., 2015 ; Duró et al., 2016). De la même manière, la variation significative de la hauteur d'eau lors des crues peut impacter la stabilité des barres (Tubino, 1991) leur évolution (Miwa et al., 2003) ainsi que leur géométrie (Welford, 1994 ; Nelson et Morgan, 2018) et enfin permettre un changement de *pattern* du chenal si la crue est suffisamment longue (Adami et al., 2016 ; Carlin et al., 2021). Les apports sédimentaires influencent également la morphodynamique des barres (Venditti et al., 2012 ; Podolak et Wilcock, 2013 ; Bankert et Nelson, 2018). L'accroissement des apports sédimentaires conduit à accroitre la mobilité des barres et le mode des barres. La réduction des apports sédimentaires provoque, au contraire, une augmentation de la stabilité des barres (Jourdain, 2017). Ces phénomènes mettent en exergue le rôle prépondérant de l'hétérogénéité des sédiments dans la dynamique des barres sédimentaires (phénomènes de pavages du lit). Enfin, bien que n'étant pas présente au sein du chenal étudié, la végétation joue un rôle majeur dans la stabilité des barres. Elle permet la formation d'île (Wintenberger et al., 2015a), la modification du style fluvial (Tal et Paola, 2010) ou encore la transition depuis une barre libre à une barre forcée (Jourdain et al., 2020) lorsqu'elle s'installe.

Les dunes augmentent la résistance à l'écoulement et rehaussent la ligne d'eau. Cependant, dans le cas de la Loire, les données ont montré que l'angle de la face aval des dunes apparait trop faible (en moyenne) pour créer une zone de séparation des écoulements permanente et ainsi affecter la rugosité de totale de façon notoire. De plus, dans un tronçon aussi large que le secteur d'étude de Saint-Mathurin-sur-Loire (environ 500 m), une évolution significative du ratio d'aspect ne peut être obtenue que pour une forte modification de la hauteur

d'eau. En considérant ces éléments, il semble que les dunes ne soient pas en mesure d'affecter le principal paramètre de contrôle de la formation des barres. Cependant, les dunes peuvent affecter d'autres paramètres en lien avec la morphodynamique des barres.

VI.3.2.2. Le tri granulométrique

De par leur géométrie, les dunes influencent le tri des sédiments qu'elles charrient (Kleinhans, 2004). Elles effectuent un pré-tri des sédiments qui se reflète dans la structure interne des formes hôtes (Figure VI.5, Reesink et Bridge, 2009). De nombreuses études ont montré que les barres sont affectées par la taille et l'hétérométrie des sédiments (Lanzoni et Tubino, 1999 ; Lanzoni, 2000 ; Lisle et al., 2000 ; Mosselman et al., 1999 ; Qian et al., 2017). L'hétérométrie des sédiments a tendance à réduire l'amplitude et la longueur d'onde des barres et elle affecte de manières différentes les barres libres et les barres forcées (Nelson et al., 2015). L'évolution du tri des sédiments à la surface des barres est fonction du type de barre rencontré. Dans le cas de barres libres, les sédiments sont plus fins dans le creux et de plus en plus grossiers vers le front de la barre (Cordier et al., 2019). Dans le cas de barres hybrides, les sédiments présentent une forte concentration de particules fines à proximité de la face aval qui diminue progressivement jusqu'au milieu de la face amont de la barre suivante, puis augmente de nouveau jusqu'au sommet (Cordier et al., 2019). Ces auteurs mettent en avant le fait que la mobilité des barres semble contrôler le tri granulométrique qui va en retour impacter la morphologie des barres. L'hétérogénéité de la taille des sédiments et le tri granulométrique qui l'accompagne affectent l'amplitude et la longueur d'onde des barres, cependant, il semble difficile de quantifier cette hétérogénéité et la façon dont les dunes pourraient l'affecter à partir des données terrain dont nous disposons. Les dunes affectent la rugosité et lorsque cette rugosité est variable dans l'espace, les barres ont tendance à être plus longues et plus grandes (Cordier et al., 2019). D'autre part, l'hétérogénéité des sédiments conduit au transport sélectif de ces derniers et à la formation d'armures sédimentaires. Ces armures doivent, dans certains systèmes fluviatiles, avoir un effet notable sur la morphologie des dunes qui s'y développent en fonction de la phase de crue (Lisle et Madej, 1992).

VI.3.2.3. Influence de la mise en suspension des sédiments

Les dunes peuvent influencer la mise en suspension des sédiments de manière longitudinale et latérale (Cellino et Graf, 2000 ; Wren et al., 2005 ; Shugar et al., 2010). La zone

de séparation des écoulements et les turbulences associées jouent un rôle majeur dans la mise en suspension des sables (Kostaschuk, 2000). Bien que l'angle de la face aval des dunes de la Loire et leur rugosité soit trop faibles pour permette la formation d'une zone de séparation des écoulements pérenne, la mise en suspension des sables peut se produire sur une dune symétrique avec un angle de la face aval relativement faible et sans zone de séparation des écoulements (Smith et McLean, 1977 ; Kostaschuk et Church, 1993 ; Ashworth et al., 1996 ; Kostaschuk, 2000). L'augmentation de la charge en suspension peut alors modifier les limites du diagramme d'instabilité des barres (Tubino et al., 1999 ; Bertagni et Camporeal, 2018) constituant ainsi un type de rétroaction des dunes sur les barres.

Au travers des mesures de MES qui ont été réalisées sur le site d'étude, des tests statistiques ont été réalisés pour tenter de lier la concentration en MES avec les paramètres morphologiques des dunes. Il a été montré que la concentration en MES peut être influencée par la forme des dunes (hauteur, longueur d'onde et pente de la face aval) mais également par leur dynamique (Boisson, 2020). La corrélation entre ces paramètres est d'autant plus importante lorsque l'on considère la concentration en MES à proximité du fond. Cependant, ces mesures de matières en suspension ne permettent pas la distinction entre la part de sable et de particules fines en suspension. Plus les dunes sont grandes et présentent une face aval pentue, plus la concentration en MES est importante (Boisson, 2020). La significativité de ces relations reste cependant assez fragile et il apparait difficile de pouvoir quantifier l'influence de la présence des dunes sur la mise en suspension des sédiments et donc sur la stabilité des barres.

VI.3.2.4. Participation des dunes à la migration des barres

Les dunes influencent le transit des sédiments en suspension mais également des sédiments de la charge de fond (Naqshband et al., 2014). De cette manière elles contribuent à la migration de la barre sédimentaire sous-jacente. Venditti et Church (2005) ont montré que le volume transporté par chaque échelle de forme est équivalent. Ceci suggère que le transport associé à la forme hôte est la somme du transport associé à toutes les formes superposées (en modulant par la part de sédiments mis en suspension par ces formes). Le jeu de données de la Loire a permis de comparer la célérité médiane des dunes et des barres (n=180 et n=26, respectivement). Ces dernières migrent environ 12 fois plus lentement que les dunes (Figure VI.31) dont la hauteur est équivalente à 0,12 fois la hauteur des barres.

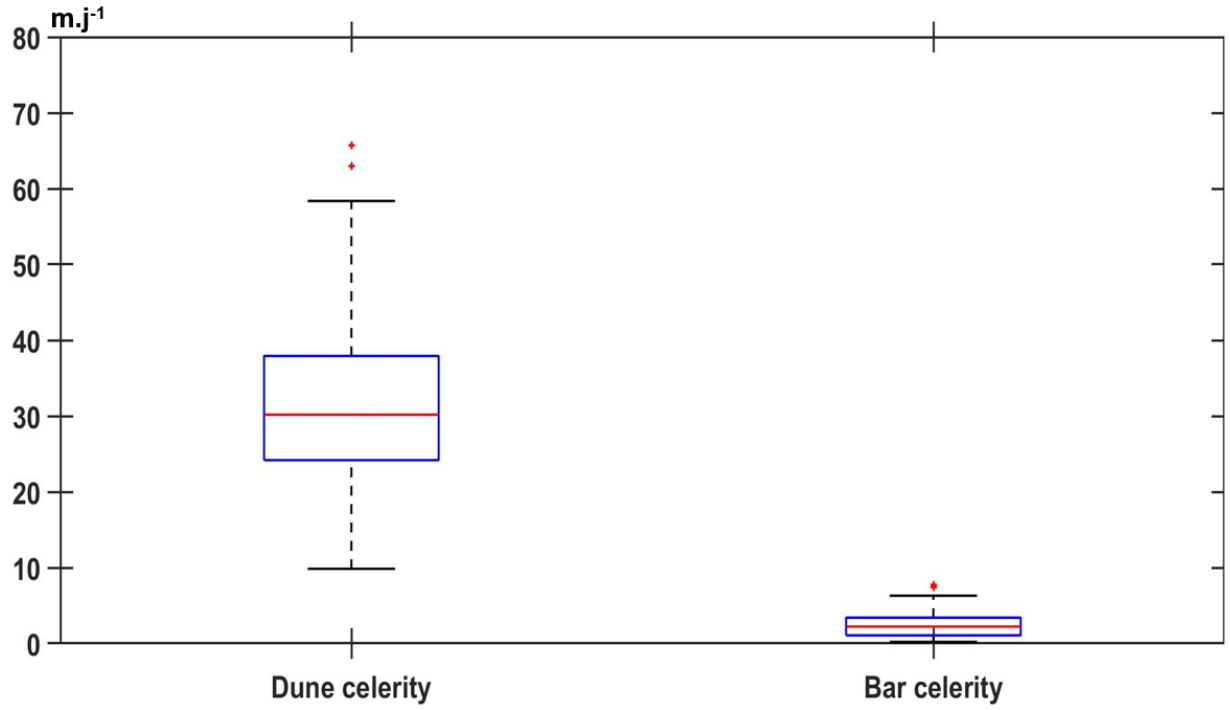


Figure VI.31 : Distribution de la célérité médiane (m.j^{-1}) des barres (n=26) et des dunes superposées (n=180).

La célérité des barres étant calculée sur une période de temps variable (de 1 jour à plusieurs mois), il est impossible de comparer directement le transport par charriage résultant de la migration des dunes et le transport par charriage résultant de la migration des barres sous-jacentes à partir des données à notre disposition. Les taux de charriage associés aux barres sédimentaires ont été déterminés par la même méthode que pour les dunes (DTM) pour les 26 barres dont la célérité a pu être déterminée. Le taux de charriage unitaire moyen associé aux macroformes est d'environ 31 g.s^{-1} (β=0,33, n=26) contre 45 g.s^{-1} pour les dunes (n=180).

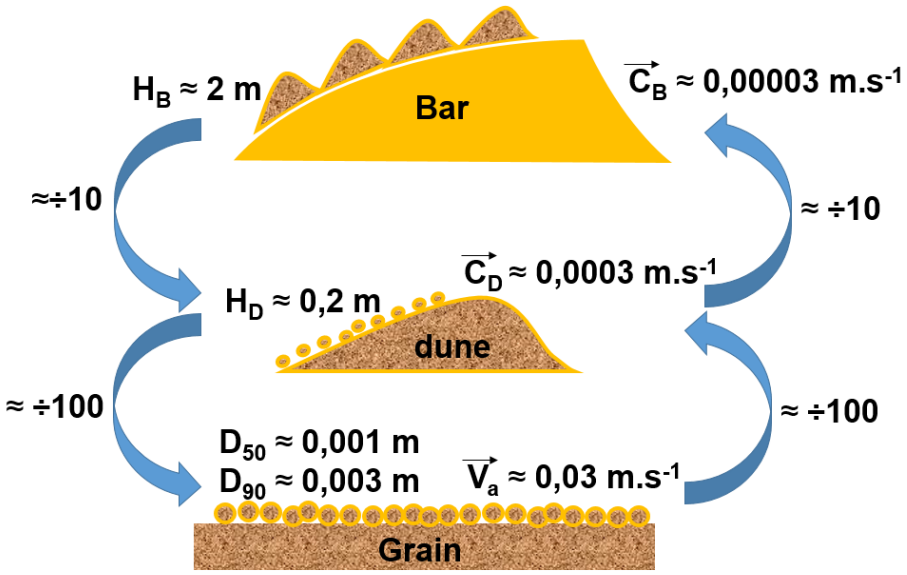


Figure VI.32 : Schéma des différents ordres de grandeurs de célérité et de taille des macroformes, mésoformes et grains en mouvement sur le lit de la Loire. V_a correspond à la vitesse apparente mesurée avec l'aDcp, alors que C_d et C_b correspondent aux vitesses des dunes et des barres, respectivement.

Cette analyse peut également être réalisée à une troisième échelle en considérant les grains qui composent le lit. Leur vitesse moyenne de déplacement a été considérée comme étant la vitesse apparente moyenne du charriage mesurée avec l'aDcp (voir Chapitre IV). Cette approximation prend en compte les évènements où l'aDcp peut mesurer la vitesse de particules en suspension à proximité du fond (*water bias*) et non des particules charriées. Ainsi, des grains, dont la taille est environ 100 fois inférieure aux dunes en termes de hauteur, font progresser les dunes dont la célérité est environ 100 fois inférieure à celle des grains. Les dunes font progresser une barre environ 10 fois plus grande dont la célérité est environ 10 fois inférieure à celle des dunes (Figure VI.32). Ces résultats corroborent les observations réalisées entre deux échelles de formes différentes (Venditti et Church, 2005) en suggérant que les taux de transport sont invariants en fonction de l'échelle de la forme.

En plus de contrôler leur migration, les dunes peuvent être à l'origine de la formation des barres par amalgamation de plusieurs grandes dunes (Ashworth et al., 2000 ; Carling et al., 2000a). La formation d'une barre a été observée au sein du chenal étudié. Il semble que l'initiation de la barre s'effectue à partir de la fusion de deux entités plus petites (Figure V.11, évènements 4 à 8). Ainsi,

les dunes peuvent également être considérées comme un facteur nécessaire à l'initiation des barres.

VI.3.2.5. Dunes et géométrie des barres

Les dunes peuvent également affecter la structure externe des barres sur lesquelles elles se superposent (Figure VI.6). Plus la hauteur relative de la forme superposée sur la forme hôte est importante et plus la forme superposée peut affecter la géométrie de la forme hôte (Reesink et Bridge, 2009). Les données des dunes et des barres de la Loire permettent de confirmer ces travaux. L'accroissement du ratio de la hauteur des dunes sur la hauteur des barres (de 0,04 à 0,41, Figure VI.33) s'accompagne d'une diminution de l'angle de la face aval des barres (de 25 à 0,4°, Figure VI.33). Reesink et Bridge (2009) indiquent une limite d'influence des formes superposées pour un ratio H_D/H_B< 0,25. Le jeu de données présenté dans la Figure VI.33 permet d'observer deux populations de point distinctes. L'angle de la face aval des barres est toujours inférieur à 5° dès lors que le ratio H_D/H_B est supérieur à 0,13.

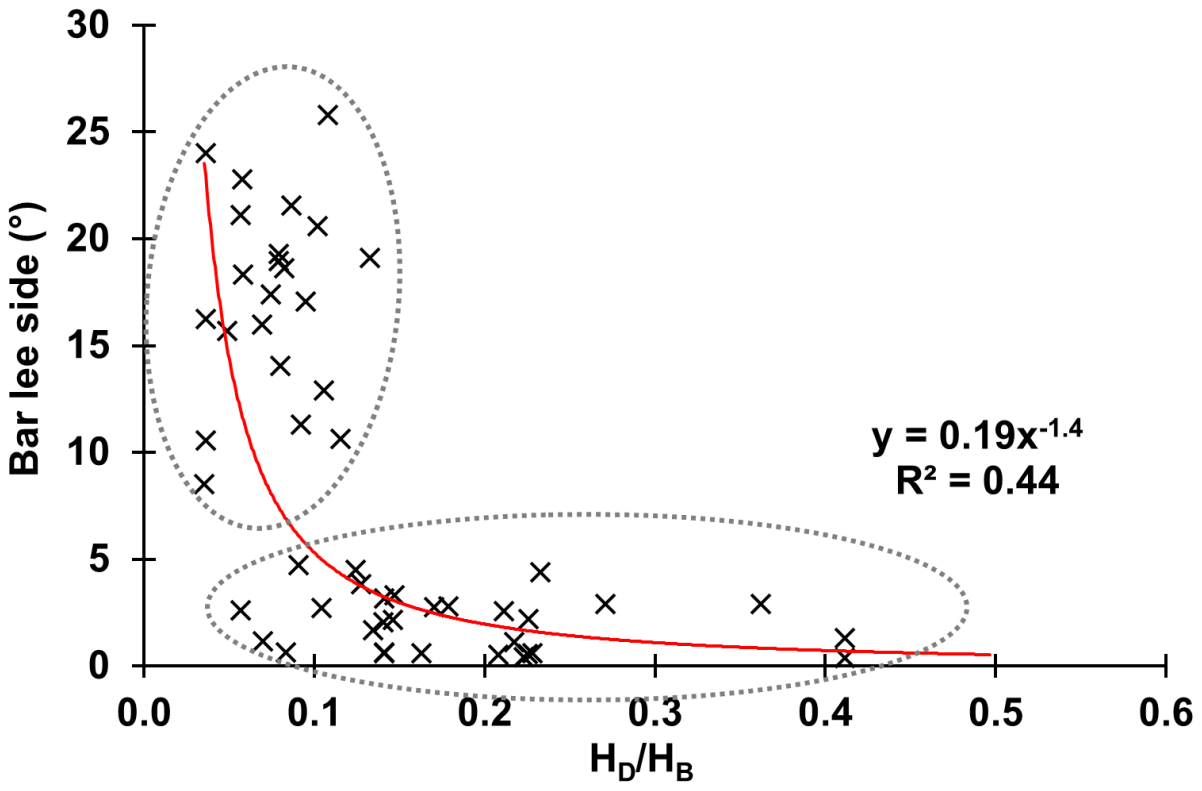


Figure VI.33 : Evolution de l'angle de la face aval des barres en fonction du ratio entre la hauteur des dunes et la hauteur des barres.

VI.4. Conclusions

Ce travail a mis en exergue les lacunes de l'étude des interactions entre formes du lit de différentes échelles. Au travers de mesures de vitesse d'écoulement *in-situ,* cette étude permet d'observer la structure des écoulements au-dessus des barres sédimentaires. La vitesse moyenne sur la colonne d'eau décroit sur la face amont de la barre. Le front de barre est quant à lui responsable d'une diminution importante de la vitesse. De la même manière que les dunes, lorsque la pente de la face aval des barres est suffisamment importante, cette dernière génère une zone de séparation des écoulements qui induit une zone d'abri dynamique à l'aval. D'autre part, les dunes superposées sur les barres ne semblent pas en mesure d'affecter les écoulements avec la même efficacité. La pente de la face aval des dunes de la Loire à Saint-Mathurin-sur-Loire est trop faible (en moyenne) pour générer une zone de séparation des écoulements pérenne compte tenu de leur hauteur relative. La géométrie des dunes a été mesurée sur le dos des barres sédimentaires. Les mesures apparaissent très bruitées et ne permettent pas d'identifier un schéma caractéristique d'évolution de la géométrie des dunes à la surface des barres. Le fait que des variables multiples agissent simultanément sur la géométrie des dunes ne facilite pas l'interprétation de ces mesures.

En retour, les dunes ne peuvent que très peu influencer le principal paramètre de la formation des barres (ratio d'aspect), d'autant plus que le chenal étudié est très large. Après avoir présenté de manière qualitative l'influence des dunes sur le tri et la mise en suspension des sédiments et leur potentielle influence sur les barres, d'autres aspects plus quantifiés ont été abordés. Les différences de dimension et de célérité des 2 types de formes du lit suggèrent que les formes superposées contrôlent la vitesse de migration des formes hôtes avec un facteur 10 entre les dunes et les barres. Malgré la faible hauteur des dunes au regard de celle des barres ($0{,}04<H_D/H_B<0{,}41$), la pente de la face aval des barres est fortement diminuée dès lors que les dunes superposées aux barres atteignent une hauteur supérieure à 13% de la hauteur des barres.

Enfin, la nécessité de pouvoir contrôler une ou plusieurs des variables de contrôle de chaque boucle d'action/rétroaction apparait essentielle pour aller plus loin dans l'identification de l'influence des barres sur les dunes et réciproquement.

Dans ce chapitre, nous nous sommes intéressés aux interactions entre les formes du lit de différentes échelles : les barres et les dunes superposées. Ce type d'interaction est très peu documenté dans la littérature. Un état de l'art a donc été réalisé afin de recenser ces études. Après avoir défini les paramètres de contrôle de la formation et du développement de chaque type de forme, l'analyse de leurs interactions a été réalisée en découplant les boucles actions/réactions. Dans un premier temps, l'influence des barres sédimentaires sur les dunes a été investiguée. En plus d'affecter la profondeur des écoulements, il semble que les barres soient en mesure d'impacter la vitesse des écoulements de manière longitudinale, et donc en retour, la forme et la dimension des dunes qui s'y superposent. Cependant, l'augmentation de la résistance à l'écoulement associée aux macroformes n'a pas pu être dissociée de celle due aux mésoformes. L'évolution de la géométrie des dunes (H_D, L_D, α_D) sur la face amont des barres apparait très irrégulière, et le lien avec les variations de vitesses associées aux barres n'est alors pas aisé à établir. Cette caractéristique peut être mise en relation avec la disponibilité sédimentaire importante liée à la présence de la barre. La forme hôte constitue le matériel disponible pour la formation des formes superposées. En rétroaction, les dunes agissent sur la forme des barres. L'augmentation de leur hauteur relative peut permettre la diminution de la pente de la face aval des barres. Toutefois, la pente de la face aval des dunes ne semble pas en mesure d'affecter les écoulements de façon significative, et l'impact de ces dernières sur la migration des barres reste méconnu.

1

Le chapitre qui suit permet de synthétiser les résultats présentés dans ce manuscrit afin de répondre aux questions scientifiques et appliquées adressées dans le chapitre I. La synthèse est présentée selon deux grands axes qui reprennent la structure du manuscrit : la quantification du transport solide par charriage et les interactions entre les formes du lit au sein des grands cours d'eau sablo-graveleux comme la Loire. Ce travail apporte des éléments nouveaux sur le fonctionnement hydrosédimentaire du fleuve. Les résultats appliqués sont résumés pour faciliter leur appropriation. Enfin, les perspectives de ce travail sont esquissées afin de montrer les champs de recherche à investir suite à cette étude.

Chapitre VII.

Synthèse et perspectives

VII.1. Synthèse et apports pour la communauté scientifique et les gestionnaires

VII.1.1. Quantification du transport solide

Cette étude fait partie intégrante du programme de recherche R-TEMUS, développé dans le contexte de restauration du bief aval de la Loire entre Ponts-de-Cé et Nantes (Contrat pour la Loire et ses Annexes). Un des principaux résultats attendus de ce travail concerne la quantification du transport solide à l'entrée de ce bief. Dans le cadre de la définition du programme d'actions, l'évolution du lit a été modélisée selon différentes échelles temporelles afin d'évaluer la nécessité d'intervention dans différents secteurs. Cette étude, basée sur des modèles numériques hydrosédimentaires (Cortier et Peeters, 2013), montre une tendance générale à la poursuite de l'incision, plus ou moins modérée en fonction des scénarios d'apports solides d'entrée dans les modèles. Ces scénarios comprennent une hypothèse haute et une hypothèse basse qui correspondent respectivement à environ 80% et 60% de la capacité de transport estimée à partir de la formule de Meyer-Peter et Müller (1948) (soit 482 000 et 362 000 t). Cette condition limite amont des modèles entraine une incertitude importante sur les prédictions issues des modélisations de l'évolution du lit à long terme. Cette thèse permet d'affiner l'estimation de la charge solide à l'entrée du bief visé par les travaux de restauration dans le but d'optimiser les prédictions des modèles hydrosédimentaires en amont de l'estuaire. Plus globalement, ce travail alimente la réflexion autour des flux de matières sur le continuum ligérien terrer-mer.

Pour répondre à ce besoin, nous avons établi une loi de tarage solide de la Loire à Saint-Mathurin-sur-Loire pour la charge de fond et pour la suspension (Table VII.1). Des mesures complémentaires ont été réalisées sur la Maine, dernier affluent majeur de la Loire sur le bief estuarien, afin d'estimer un débit solide total à l'entrée du secteur de la Loire aval. Les apports de la charge de fond de la Maine sont estimés négligeables par les mesures *in-situ* et par la configuration morphologique de la confluence avec la présence de seuils naturels qui limitent la possibilité d'apports sédimentaires par charriage à la Loire. Les chroniques de débit de la Loire à Saumur et de la Maine à Angers ont permis d'estimer le transport total à l'entrée du bief entre 2014 et 2020. Le transport annuel total de la Loire varie entre 300 000 t et 1 040 000 t sur cet intervalle de temps, et la part du charriage représente en moyenne 41% de ce transport annuel total.

Table VII.1 : Equations de tarage élaborées ou reconstituées au cours de cette étude.

	Equations de tarage solide charriage	***R²***	***n***
Loire à **Belleville** Sugny (1979) [reconstituée]	$Q_s = 6{,}3 \times 10^{-5} Q_l^{2,06}$	-	-
Loire à **Bréhémont** Claude (2012) [adaptée]	$Q_s = 4 \times 10^{-2} Q_l^{0,96}$	0,54	23
Loire à **Saint-Mathurin-sur-Loire**	$Q_s = 4{,}5 \times 10^{-4} Q_l^{1,5}$	0,71	39
Loire à **Montjean-sur-Loire**	$Q_s = 8 \times 10^{-4} Q_l^{1,38}$	0.84	13
Loire à **Ingrandes** De Linares (2007) [reconstituée]	$Q_s = 3{,}3 \times 10^{-3} Q_l^{1,15}$	-	-
	Equations de tarage solide MES		
Loire à **Saint-Mathurin-sur-Loire**	$Q_s = 7{,}4 \times 10^{-5} Q_l^{1,8}$	0,79	35
Maine à **Bouchemaine**	$Q_s = 9{,}3 \times 10^{-3} Q_l^{1,13}$	0,82	11

Une estimation du débit solide annuel par charriage a été réalisée à partir des lois de tarage établies sur le linéaire de la Loire (Table VII.1, Belleville-sur-Loire, Bréhémont, St-Mathurin-sur-Loire, Ingrandes-le-Fresne-sur-Loire) et de la fréquence des débits. Cette méthode permet d'estimer le transport solide annuel en fonction de l'occurrence des débits, sur les parties moyennes et aval du fleuve pour une période donnée. Cette analyse a montré une décroissance des flux de charriage annuels vers l'aval de 444 000 t, 406 000 t, 310 000 t à 218 000 t sur les 4 sites bénéficiant d'une courbe de tarage. Le débit efficace (débit qui transporte le plus de sédiments) a également été déterminé sur chacun de ces sites. Il est proche du module à Bréhémont et Ingrandes-le-Fresne-sur-Loire (respectivement $0{,}8Q_{mod}$ et $1Q_{mod}$) et légèrement supérieur au module à Belleville-sur-Loire et Saint-Mathurin-sur-Loire ($1{,}6\ Q_{mod}$). Ceci implique que le transport de sédiments est effectif la majeure partie de l'année sur la Loire et que les débits modérés contribuent à une part importante du transport annuel, traduisant la forte mobilité des sédiments de la Loire moyenne et aval (Rodrigues et Claude, 2010). Cependant, les lois de tarage établies à partir de modèles numériques et reconstituées pour ce travail ne tiennent pas forcement compte de la variabilité granulométrique des sédiments en considérant une taille de grain

constante. Enfin, malgré de probables effets de site (configurations morphologiques et contraintes différentes) et la non-prise en compte des phénomènes d'hystérèse, nos résultats viennent conforter les résultats de Claude (2012) dont les estimations du transport solide à Bréhémont (60 km en amont) sont du même ordre de grandeur.

VII.1.2. Optimisation de la méthode de mesure du charriage

La chaîne de mesure du transport solide de l'Université de Tours est un dispositif lourd à mettre en œuvre. Elle demande la présence de 10 opérateurs pour jauger le transport solide, mais aussi pour réaliser toutes les mesures annexes essentielles à la compréhension des processus (bathymétrie, courantométrie). Partant de ce constat, notre choix s'est orienté vers l'utilisation de nouveaux outils pour identifier une méthode optimisée en temps et en personnel. Notre choix s'est tourné vers des méthodes acoustiques qui permettent une mesure indirecte du charriage en les calibrant à partir d'une méthode de référence de mesure directe (échantillonneurs BTMA). L'utilisation de la mesure directe par échantillonneurs comme méthode de référence, aussi imparfaite soit elle, a été imposée par la contrainte logistique que représente l'analyse des flux solides sur les grands cours d'eau. Deux outils ont ainsi été calibrés sur la Loire à Saint-Mathurin-sur-Loire, l'aDcp et l'hydrophone. Cette procédure a abouti à la définition de deux relations expérimentales permettant de lier les taux de transport unitaires mesurés avec les BTMA et les paramètres calculés à partir des signaux acoustiques, la vitesse apparente du fond mobile (V_a) pour l'aDcp et la puissance acoustique (P) pour l'hydrophone.

Dans le chapitre IV, l'équation de calibration de l'hydrophone exprime la puissance acoustique en fonction du taux de transport unitaire dans le but de faciliter la comparaison avec les travaux de Geay et al. (2020) (Eq. IV.16). Dans cette synthèse, elle a été inversée afin de pouvoir directement calculer un taux de transport à partir d'une mesure de puissance acoustique (Table VII.2). Cette opération a également été réalisée sur l'Eq. IV.18 obtenue à partir des données moyennes de la Loire, la Vienne et de Geay et al. (2020) (Table VII.2). Bien que des développements complémentaires soient nécessaires pour acquérir une meilleure connaissance des phénomènes physiques liés à la mesure acoustique du charriage (propagation des ondes acoustiques), la convergence de nos résultats avec ceux de Geay et al. (2020) suggère qu'une loi de calibration généralisée est envisageable (Figure VII.1). En effet, l'intensité de la puissance acoustique est proportionnelle au nombre d'impacts de particules, à la taille et forme de ces particules, à leur cinématique (vitesse d'impact), et à la distance à la source d'émission. Nous

avons montré que la distance entre l'hydrophone et le fond ne semble pas affecter la mesure de puissance acoustique lorsque l'hydrophone est déployé en mode mobile (dérives) dans des profondeurs d'eau relativement faibles (< 4 m). Autrement dit, la variation de la distance à la source associée à la variation de la profondeur (*e.g.* présence de barres sédimentaire) est négligeable dans les conditions de notre étude. Les caractéristiques des sédiments varient dans l'espace et dans le temps mais l'hydrophone est en mesure d'enregistrer les sons associés à chaque particule quelque soient ses caractéristiques, si tant est que les caractéristiques techniques de l'hydrophone le permettent. L'utilisation d'un hydrophone à large bande de fréquence permet alors d'intégrer le son d'une large gamme de taille de grains *modulo* la turbulence et la concentration en MES qui peuvent respectivement se superposer au signal du charriage ou l'atténuer. Il faut noter qu'il existe d'autres relations établies entre la puissance acoustique et le débit solide mais les unités dans lesquelles elles sont exprimées ne permettent pas la comparaison directe (Johnson et Muir, 1969 ; Voulgaris et al., 1995 ; Barton et al., 2010). Enfin, l'effet des turbulences et de la concentration en MES sur la propagation des ondes acoustiques doit être pris en compte afin de corriger la puissance acoustique enregistrée. Des travaux récents tentent de corriger le signal reçu des effets de la propagation des ondes acoustiques (Geay et al., 2019 ;Nasr et al., 2021) au travers de modèles de propagation.

Table VII.2 : Lois de calibration de l'hydrophone et de l'aDcp sur la Loire à Saint-Mathurin-sur-Loire.

	$q_s = f(P)$ (g.s^{-1}.m^{-1})	R^2	n	
Loire [q_s unitaires]	$q_s = 7{,}2 \times 10^{-9}\ P^{0,75}$	0,70	37	**Eq. VII.1**
Loire + Vienne + Geay et al. (2020) [q_s moyens]	$q_s = 8{,}2 \times 10^{-9}\ P^{0,75}$	0,57	43	**Eq. VII.2**
	$q_s = f(V_a)$ (g.s^{-1}.m^{-1})	**R²**	**n**	
Loire [q_s unitaires]	$q_s = 1456\,V_a - 2{,}44$	0,48	96	**Eq. IV.15**

La calibration de l'aDcp sur la Loire a permis de définir une relation entre vitesse apparente et taux de charriage (Table VII.2). Cette relation apparait moins robuste statistiquement (R^2 plus faible) du fait d'une grande variabilité des taux de transport mesurés pour les faibles vitesses apparentes. Ce résultat pourrait être amélioré en utilisant une procédure de filtration des vitesses apparentes brutes développées par Conevski et al. (2019). Cette filtration permet d'éliminer les

vitesses apparentes orientées dans la direction opposée de l'écoulement et/ou dont la valeur excède 3 fois l'écart type des mesures. L'exploitation du signal aDcp pour la détermination de la charge de fond est elle aussi dépendante des caractéristiques de l'appareil. En effet, la fréquence d'émission de l'aDcp contrôle la capacité des ondes ultrasonores émises à pénétrer la colonne d'eau (profondeurs élevées ou environnement turbide). Cette capacité s'étend à la couche de fond et le signal réfléchi par le fond de la rivière peut alors être biaisé par les sables en suspension à proximité du fond. De plus, le signal de l'aDcp semble corrélé à la granularité des sédiments. Parmi toutes les rivières investiguées avec cette méthode (recensées dans Rennie et al., 2017), il existe une multitude de relations de calibration dont la variabilité est due à la taille des sédiments transportés (Figure VII.1). Pour une vitesse apparente donnée, les taux de transport semblent augmenter avec la taille des grains. Ces observations montrent qu'une loi de calibration globale ne peut être envisagée à partir d'un aDcp, d'autant plus dans une rivière sablo-graveleuse où les sables peuvent entrer facilement en suspension. Cependant, à l'instar de l'hydrophone, de par une mise en œuvre allégée, ces appareils acoustiques permettent une meilleure spatialisation du transport solide pour un tronçon de cours d'eau donné. Le signal peut alors être utilisé afin d'estimer l'intensité du transport par charriage sans le convertir en taux de transport aux moyens de cartes de la vitesse apparente (Williams et al., 2015). Ceci constitue une avancée importante dans les questionnements fondamentaux et d'ingénierie associés à la gestion des systèmes fluviatiles. L'essai de cartographie acoustique proposée en Figure IV.19 s'avèrera d'une aide précieuse pour affiner notre compréhension de la dynamique sédimentaire des chenaux et des formes du lit associées. Elle rend également envisageable la confrontation avec la modélisation numérique hydro-sédimentaire 2D et l'auscultation de la dynamique du transport solide à proximité d'ouvrages.

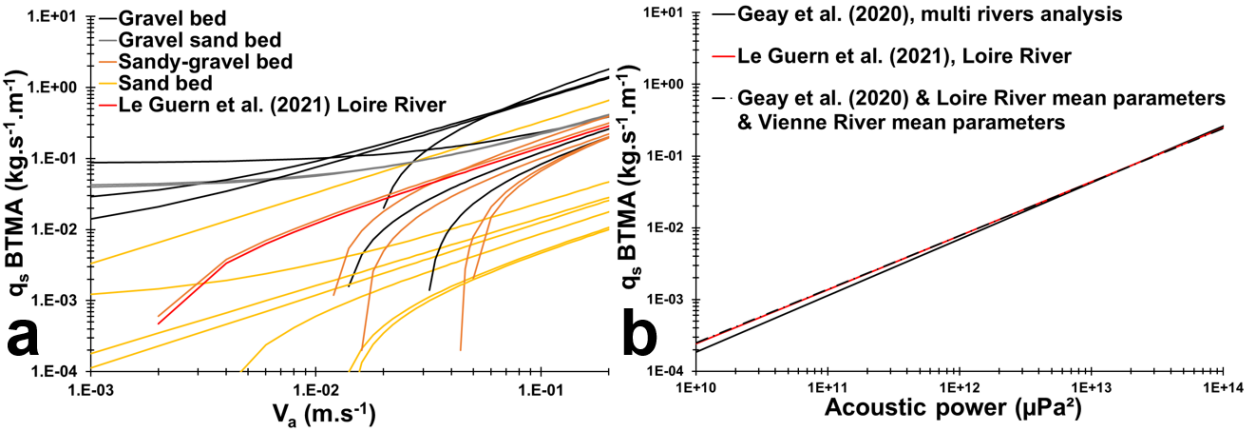


Figure VII.1: a) Différentes lois de calibration de la vitesse apparente du fond mobile avec les taux de transport mesurés par des échantillonneurs de la charge de fond. Parmi ces relations figurent

celles recensées par Rennie et al. (2017), celle de Conevski et al. (2020a), et celle de Le Guern et al. (2021) ; b) Différentes lois de calibration de la puissance acoustique avec les taux de transports mesurés par des échantillonneurs de la charge de fond.

La complémentarité de ces deux appareils (hydrophone et aDcp) est soulignée par le verrou que constitue la mesure de la suspension des sables à proximité du fond. La prise en compte de cette fraction du transport solide demeure un élément difficile à quantifier (Santini, 2019 ; Dramais, 2020). L'hydrophone (tout comme le BTMA) n'est pas en mesure de quantifier avec précision cette fraction du transport solide puisqu'elle ne produit a priori pas ou peu de son. Même s'il est difficile de savoir ce que l'on mesure *in-situ* (charriage, suspension), l'aDcp pourrait alors être utilisé à cette fin en préconisant un appareil émettant à haute fréquence (3000 MHz) dont le signal serait fortement biaisé en cas de suspension des sables à proximité du fond.

VII.1.3. Rôle morphogène des barres

Ce travail a permis de mettre en évidence qu'il est illusoir de quantifier le transport solide de fond sans porter attention à la dynamique des formes du lit. Les flux solides sont clairement affectés par la présence des barres sédimentaires et des dunes superposées. En conséquence, nous nous sommes également intéressé au fonctionnement morphodynamique du tronçon d'étude.

L'apport solide dans un secteur comportant des barres sédimentaires n'est pas nécessairement conditionné par des crues de forte intensitée. La forte mobilité des sédiments des rivières sablo-graveleuses pour de faibles niveaux de contrainte, associée aux changement de géométrie du chenal qui s'opère lors de la diminution du débit, impliquent un transit sédimentaire non négligeable même lors des périodes de basses eaux. Ces éléments doivent être pris en compte lors de la conception d'ouvrages comme les prises d'eau de centrales nucléaires. Le processus décrit ici pourrait également constituer un levier interessant pour la restauration écologique des grands cours d'eau en cours de végétalisation ; les barres sédimentaires étant considérées comme un maillon essentiel dans la dynamique des communautés pionnières et des successions végétales (Wintenberger et al., 2015a).

Les résultats de l'étude ont montré que, dans un système fluviatile sablo-graveleux, les barres constituaient non seulement une réponse à une géométrie de chenal et à son fonctionnement hydro-sédimentaire mais également un élément « moteur » de la dynamique fluviale. D'une part les barres sédimentaires sont impliquées dans l'érosion et la migration des

autres barres environnantes. Le rôle qu'elles jouent sur la déflection des écoulements durant les basses eaux, et dans une moindre mesure en crue, entraine des interactions entre les barres. Pendant les basses eaux, les barres de premier ordre sont émergées et sont rémaniées par érosion latérale. Les chenaux d'étiage qui restent en eau participent à véhiculer ces sédiments remaniés. L'émergence des barres modifie la géométrie du chenal et créée des zones d'élargissement/rétrécissement propices à l'accumulation des sédiments (barres de second ordre). Nous avons pu observer que ces accumulations sédimentaires peuvent évoluer selon différentes trajectoires. Elles peuvent contribuer à la formation de nouvelles barres ou participer à la migration de barre pré-existantes. L'application de la théorie linéaire des barres libres a permis d'estimer les débits critiques des différents mode de barre dans le chenal étudié. Ainsi le chenal de la Loire dans le secteur étudié serait en mesure de former des barres alternes dès lors que le débit dépasse 1800 $m^3.s^{-1}$ ($2,7Q_{mod}$). Lorsque le débit est inférieur, le mode 2 serait prédominant et contribuerait à complexifier la morphologie du chenal. Dès lors que les barres sont émergées, un changement d'échelle est nécessaire pour réaliser ces calculs. Le mode alterne est donc atteint dès l'émergence des barres jusqu'à environ 230 $m^3.s^{-1}$ ($0,3Q_{mod}$).

Dans le contexte du changement climatique, les modélisations hydrométéorologiques réalisées sur le bassin de la Loire concluent à une réduction généralisée des débits projetés. Cette évolution provoque des étiages plus long et d'intensité plus importante (Vidal et al., 2016), contribuant ainsi à augmenter la probabilité d'occurrence des processus de transport sédimentaire sus-mentionnés. La diminution globale des débits va entrainer une redistribution de la fréquence de ces derniers et donc une diminution probable du débit efficace et des taux de transport annuels en un point donné. Ceci peut également conduire à favoriser des chenaux avec une morphologie plus complexe due à l'augmentation de la fréquence des bas débits. Les fortes incertitudes sur la modélisation des débits de crue ne permettent pas de tirer des enseignements quant à l'influence des crues futures sur la morphologie des chenaux, mais ceci consitue une voie à explorer dans le futur.

VII.1.4. Interactions barres/dunes

La superposition des formes du lit est communément observée dans les grands cours d'eau (Parsons et al., 2005 ; Galeazzi et al., 2018). Leurs interactions sont moins documentées et ont donc fait l'objet d'investigations au cours de la présente étude.

Les interactions sont appréhendées par l'analyse séparée de l'action d'un type de forme sur l'autre. Il s'agit, dans un premier temps, d'identifier les paramètres de contrôle de la formation d'un type de forme, puis d'observer comment l'autre type de forme peut influencer ces paramètres. Au travers de nos mesures, nous avons pu observer l'influence des barres sédimentaires sur la vitesse des écoulements et sur la profondeur. La profondeur diminue le long des barres sédimentaires, et la différence de profondeur médiane induite par leur morphologie est d'environ 1,9 m. La vitesse diminue de l'ordre de 20% de la vitesse moyenne sur la face amont des barres et de l'ordre de 80% de la vitesse moyenne sur la face aval. L'intensité de ces diminutions de vitesses semble liée respectivement à la profondeur moyenne de l'écoulement sur la barre et à l'angle de la face aval de cette dernière. La perte de vitesse sur le dos des barres est principalement due à la hauteur relative des barres et non à la présence des dunes, dont l'angle de la face aval est généralement trop faible pour affecter les écoulements de manière durable. La variation de la vitesse et de la profondeur affecte le nombre de Froude de façon antagoniste. La géométrie des dunes sur le dos des barres est en retour très hétérogène et il est donc difficile de découpler les actions opposées de ces paramètres sachant que d'autres variables non mesurées interviennent (e.g. granularité, intensité du transport et disponibilité sédimentaire). L'influence des dunes sur les barres est moindre. Les mesures de la morphologie des dunes et des barres a permis de distinguer une tendance à une diminution de la pente de la face aval des barres lorsque la taille des dunes superposées augmente.

VII.2. Perspectives

Les perspectives de recherche issues de ce travail sont multiples. D'une part, l'optimisation de la mesure du charriage grâce à la calibration des outils acoustiques ouvre des voies de prospections prometteuses, tant du point de vue de la recherche fondamentale que de la recherche appliquée. D'autre part, le développement d'un modèle numérique hydrosédimentaire sur le site d'étude pourrait permettre de confirmer et de tester des hypothèses théoriques du fonctionnement morphologique et des interactions d'échelles sur le secteur concerné.

VII.2.1. Mesures *in-situ*

VII.2.1.1. Développement de la mesure acoustique du charriage sur le bassin ligérien

Bien que les résultats de la calibration de l'hydrophone sur la Loire soient satisfaisants, il apparait essentiel de continuer les mesures afin de consolider la relation entre la puissance acoustique et le taux de charriage. Ces mesures pourraient être réalisées sur d'autres sites sur la Loire et ses affluents dans le but d'établir de nouvelles calibrations et de voir dans quelle mesure elles diffèrent de celles existantes. En posant comme postulat de départ que les relations de tarage solides proposées dans ce travail soient transposables aux grands affluents du bassin ligérien (hypothèse soutenue par la proximité dans les équations proposées sur des cours d'eau d'autres bassins par Geay et al. [2020] et par cette étude), cette démarche permettrait de documenter les flux solides de fond délivrés par les tributaires de la Loire à l'échelle de son bassin. Les sites sélectionnés devront posséder des caractéristiques morphologiques proches afin de faciliter les comparaisons inter-sites (ratio d'aspect, irrégularités…). Actuellement, ce point demeure un défi majeur obstruant notre compréhension de la dynamique sédimentaire, de sa continuité amont-aval et de sa gestion. Dans le prolongement de cette idée, d'autres mesures devraient être réalisées afin de confirmer l'intérêt de l'utilisation d'un hydrophone à large bande d'écoute en le confrontant à un hydrophone dont la fréquence d'écoute est réduite, et ce dans une rivière sablo-graveleuse et dans une rivière graveleuse. Ceci afin d'estimer la part du charriage non acquise par l'hydrophone courte bande dans une rivière sablo-graveleuse, ou encore afin de savoir si la part du charriage très haute fréquence, qui est atténuée dans une rivière à charge grossière et à forte pente, peut être captée par l'hydrophone large bande.

Nous avons vu au travers de la cartographie acoustique présentée dans ce travail que l'application directe de la loi de calibration permet d'appréhender la spatialisation et la compréhension des processus hydrosédimentaires à l'échelle d'une barre sédimentaire. Dans ce sens, des mesures complémentaires pourraient être réalisées toujours à l'échelle d'une macroforme, afin d'observer le comportement des flux de charriage (au travers du signal acoustique) lors des différentes phases d'une crue ou lors de différents épisodes de crue. Cette méthode de cartographie acoustique des flux pourrait également être employée, 1) pour le suivi de flux à proximité de singularités telles que des ouvrages (digues, ponts, prises d'eau, épis de navigation…) ; et 2) pour le suivi de travaux de restauration (arasement d'épis et libération des stocks sédimentaires piégés par ces derniers. Le Contrat pour la Loir et ses Annexes ainsi que le Plan Loire Grandeur Nature 5 pourraient donner un cadre à ces travaux.

L'aDcp permet d'obtenir la direction du charriage donc la combinaison de cet outil avec l'hydrophone pourrait permettre d'obtenir des valeurs de flux (via l'hydrophone) et la direction des principaux axes de charriage (via l'aDcp). Ces mesures conjointes pourraient être également l'occasion de continuer le travail de calibration entre ces deux appareils. Cependant, le traitement du signal aDcp doit être amélioré afin d'intégrer des filtres des valeurs brutes et de développer le traitement du signal lorsque l'aDcp est déployé en mode mobile.

Enfin, l'hydrophone a permis l'enregistrement du charriage mais laisse des interrogations lorsque le transport des sables s'effectue en parti en suspension à proximité du fond. La confrontation de mesures de la distribution de la taille des sédiments avec des mesures de vitesse d'écoulement renseignent sur le mode de transport de chacune des classes de taille de grain. L'examen de la forme des spectres acoustiques et les relations qui existent entre la fréquence d'émission et le diamètre des particules, pourrait permettre de comprendre l'influence de la mise en suspension des sédiments (et plus spécifiquement de la saltation) sur le signal acoustique. Une étude mono-site (une seule verticale de mesure) et diachronique sur la Vienne a déjà été initiée dans ce sens afin de répondre à cette question (Artus et Bouchard, 2021).

VII.2.1.2. Mise en suspension des sédiments de la charge de fond

Ce travail a soulevé des questions relatives à la mise en suspension des sédiments dans un cours d'eau sablo-graveleux, notamment le lien entre la quantité de MES à proximité du fond et les dimensions des formes du lit. Ce paramètre pourrait être un facteur d'interaction entre les barres et les dunes. Les dunes pourraient être à l'origine de la mise en suspension des sables, qui de ce fait ne participeraient plus à la migration des barres. Ces dernières seraient donc ralenties et leurs conditions de formation s'en retrouveraient affectées. Il apparait donc essentiel de poursuivre des mesures dédiées à la compréhension et à la quantification de ce processus de façon plus précise. L'utilisation des échantillonneurs caractéristiques de type bouteille de Delft a rendu l'interprétation des résultats difficile en raison des perturbations liées à la présence des dunes. Il serait intéressant d'envisager l'utilisation de l'aDcp ou d'autres systèmes de mesure (*e.g.* LISST-SL, Guerrero et al., 2014) afin de quantifier la charge en suspension et la taille des grains qui la compose.

VII.2.1.3. Interactions barres-dunes par analyse « multi proxy »

Lors de chaque période de basses eaux, des campagnes de radar terrestre (Géoradar ou *Ground penetrating radar*) ont été menées sur différentes barres sédimentaires du site d'étude. Conjointement à ces mesures, des coupes sédimentaires ont été levées. L'interprétation de la structure interne des barres via ces observations devra être confrontée aux données Géoradar. Cette confrontation n'a pas pu être réalisée au cours de ce travail par manque de temps. Cependant, le croisement de ces données avec les enregistrements bathymétriques et courantométriques pourrait apporter des éléments de compréhension intéressants des interactions entre les barres et les dunes. En particulier sur les conditions de développement des dunes à partir du stock sédimentaire constitué par les barres et la contribution des mésoformes à la migration de ces dernières.

VII.2.2. Modèle hydrosédimentaire 2D : confrontation avec la cartographie acoustique et étude de l'interaction barres-dunes

Un modèle numérique du site d'étude a été construit et calibré à partir des mesures hydrauliques et de transport sédimentaire réalisées sur le terrain. Ce travail a été l'objet d'un stage de Master réalisé sous la cotutelle de l'Université de Tours et d'EDF R&D (Pizarro, 2018). Le modèle a été calibré pour deux évènements hydrologiques : en conditions d'étiage et en crue (respectivement Q=241 $m^3.s^{-1}$ et Q=1560 $m^3.s^{-1}$). Ces deux évènements sont séparés par un pic de crue proche de 3000 $m^3.s^{-1}$ (Figure VII.2a). La source des deux maillages est différente. Le modèle d'étiage a été construit à partir d'un levé LiDAR topo-bathymétrique (projet RTEMUS) réalisé durant l'étiage précédent ces deux évènements. Le levé a été réalisé pour des débits les plus faibles possibles afin de favoriser la pénétration du laser de faible longueurs d'onde (verte) dans la colonne d'eau et de réduire les zones nécessitant une interpolation de la donnée brute. Il en résulte un MNT d'une résolution de 0,5 m couvrant la totalité du site d'étude (Figure VII.2b). Le modèle de crue a été construit à partir de l'interpolation des données bathymétriques acquises pendant la campagne de mesure correspondante.

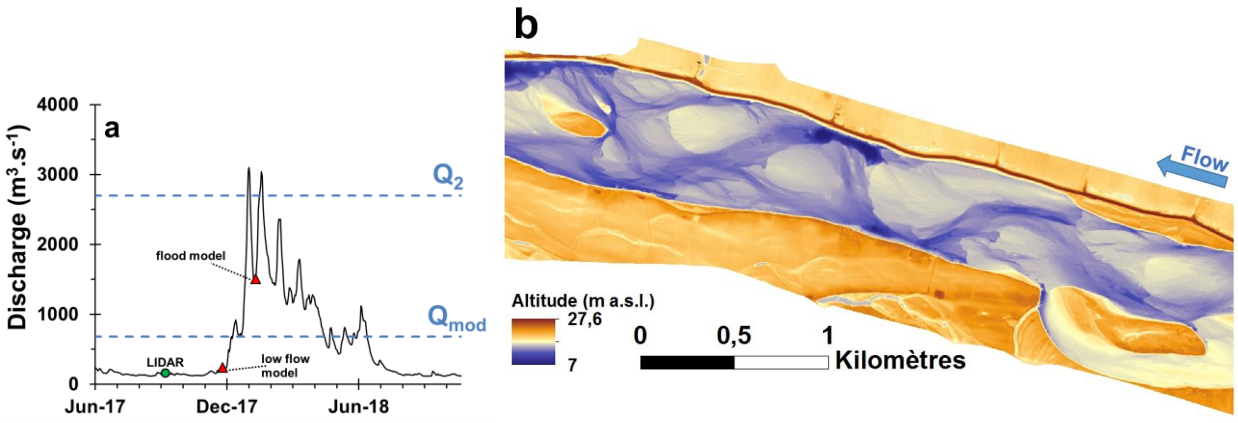


Figure VII.2 : a) Hydrogramme de la Loire à Saumur avec les campagnes de mesures utilisées pour la construction des deux modèles numériques (triangles rouges). Ces campagnes comprennent des mesures bathymétriques, courantométriques et de transport solide. La campagne LIDAR topo-bathymétrique (projet RTEMUS) est également représentée (cercle vert) ; b) MNT (résolution 0,5 m) de la Loire à Saint-Mathurin-sur-Loire issu du levé LIDAR topo-bathymétrique.

La procédure de calibration du modèle hydrosédimentaire a été réalisée à partir des vitesses mesurées avec l'aDcp sur des sections transversales, et à partir des taux de transport mesurés avec les échantillonneurs (BTMA). La calibration a ensuite été contrôlée en vérifiant la capacité du modèle à reproduire l'évolution du lit entre les deux évènements (Figure VII.3).

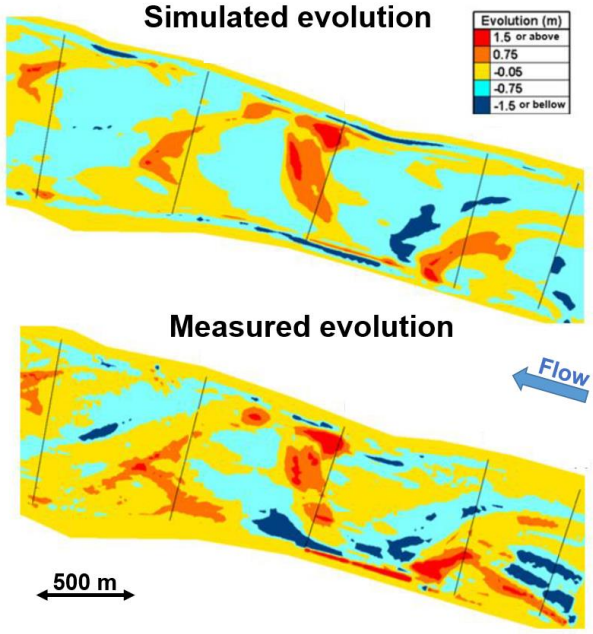


Figure VII.3 : Comparaison entre l'évolution du lit simulée et l'évolution du lit mesurée (D'après Pizarro, 2018).

Les dunes ne sont pas représentées au sein de la géométrie du modèle car les périodes d'acquisition (propices au sapement des dunes sur les barres), les méthodes d'acquisition ou les méthodes d'interpolation ne permettent pas une bonne définition de ces objets dans le maillage. Plusieurs perspectives de travail se dégagent à la suite du développement de ce modèle.

La première serait d'utiliser le modèle en faisant varier spatialement la rugosité pour simuler la présence des dunes sur les barres. Ceci dans le but d'observer l'influence des dunes sur la migration des barres avec pour hypothèse de départ que la présence des dunes accroit la résistance à l'écoulement et ralentit la vitesse de migration des barres.

Une seconde perspective serait d'observer l'évolution de la barre en formation (section V.4.2.1.) suivant différents scenarios hydrologiques afin de comprendre les conditions nécessaires à l'évolution d'une barre secondaire vers une barre de premier ordre. D'autre part, une analyse de l'évolution des *patterns* des barres avec les variations de débit pourrait être envisagée afin de tester les débits caractéristiques déterminés par l'application de la théorie linéaire des barres libres et d'observer si la morphologie du chenal se complexifie. Ces éléments pourraient également être étudiés via le prisme du changement climatique pour apporter des informations sur l'influence de ce dernier sur la modification des flux liquides et solides dans un fleuve anthropisé tel que la Loire.

Enfin, les cartographies acoustiques (hydrophone) et les cartographies de la vitesse apparente du charriage (aDcp) permettent une estimation de la charge solide et de sa direction de manière spatialisée. Ces résultats pourraient ensuite être confrontés aux taux de transport calculés par le modèle numérique.

Références bibliographiques

Adami, L., Bertoldi, W. and Zolezzi, G.: Multidecadal dynamics of alternate bars in the Alpine Rhine River, Water Resources Research, 52 (11), 8938-8955, doi: 10.1002/2015WR018228, 2016.

Ahmari, H. and da Silva, A. M. F.: Regions of bars, meandering and braiding in da Silva and Yalin's plan, Journal of Hydraulic Research, 49 (6), 718-727, http://dx.doi.org/10.1080/00221686.2011.614518, 2011.

Allen, J. R. L.: Sedimentation to the Lee of Small Underwater Sand Waves: An Experimental Study, The Journal of Geology, 73 (1), doi: 10.1086/627047, 1965.

Allen, J. R. L.: The nature and origin of bed-form hierarchies, Sedimentology, 10 (3), 161-182, doi: 10.1111/j.1365-3091.1968.tb01110.x, 1968.

Allen, J. R. L.: Reaction, relaxation and lag in natural sedimentary systems: general principles, examples and lessons, Earth-Science Reviews, 10, 263–342, 1974.

Allen, J. R. L.: Computational methods for dune time-lag: calculations using Stein's rule for dune height, Sedimentary Geology, 20 (3), 165–216, 1978.

Allen, J. R. L.: Developments in sedimentology, Sedimentary structures: their character and physical basis, vol. 2, Elsevier, Amsterdam, 1982.

Alliau, D., Roux, S. et Parelle, L. : Apports de la modélisation physique avec distorsions pour l'analyse des cours d'eau sableux : exemple de la Loire aval, La Houille Blanche, 106 (2), 14-33, doi: 10.1051/lhb/2020013, 2020.

Andrews, E. D.: Effective and bankfull discharges of streams in the Yampa River basin, Colorado and Wyoming, Journal of Hydrology, 46 (3-4), 311-330, doi: 10.1016/0022-1694(80)90084-0, 1980.

Ashley, G. M.: Classification of large-scale subaqueous bedforms; a new look at an old problem, Journal of Sedimentary Research, 60 (1), 160-172, doi: 10.2110/jsr.60.160, 1990.

Ashmore, P., E.: How do gravel-bed rivers braid? Canadian Journal of Earth Sciences, 28, 326-341, doi: 10.1139/e91-030, 1991.

Ashmore, P., E.: Morphology and dynamics of braided rivers, in Shroder, J., F., Editor, Wohl, E., Associate volume editor, Treatise on geomorphology, Fluvial geomorphology, 289-312, doi: 10.1016/B978-0-12-374739-6.00242-6, 2013.

Ashworth, P., J.: Mid-channel bar growth and its relationship to local flow strength and direction, Earth Surface Processes and Landforms, 21 (2), 103-123, doi: 10.1002/(SICI)1096-9837(199602)21:2<103::AID-ESP569>3.0.CO;2-O, 1996.

Ashworth, P., J., Best, J., L., Roden, J., E., Bristow, C., S. and Klaassen, G., J.: Morphological evolution and dynamics of a large, sand braid-bar, Jamuna River, Bangladesh, Sedimentology, 47 (3), 533-555, doi: 10.1046/j.1365-3091.2000.00305.x, 2000.

Artus, J. et Bouchard, V. : Quantification du transport solide de fond dans les rivières sablo-graveleuses, rapport de Projet de Fin d'Etudes, Université de Tours, 2021.

Babonaux, Y. : Le lit de la Loire, Étude d'hydrodynamique fluviale, Paris, Bibliothèque nationale, 1970.

Bacchi, M. : Structure et dynamique des peuplements macrobenthiques en Loire: impact des facteurs hydrologiques et sédimentaires, thèse de doctorat, Université de Tours, France, 2000.

Banhold, K., Schüttrumpf, H., Hillebrand, G. and Frings, R.: Underestimation of sand loads during bed-load measurements- a laboratory examination, in: Proceedings of the international conference on Fluvial Hydraulics (River Flow 2016), 11-14 July 2016, Saint Louis, USA, 2406 pp., 2016.

Banjavcic, S. D.: Understanding longitudinal ADCP measurements to determine water velocities for open channel flow, Ph.D. thesis, University of Illinois, Urbana-Champaign, USA, 2018.

Bankert, A., R. and Nelson, P., A.: Alternate bar dynamics in response to increases and decreases of sediment supply, Sedimentology, 65 (3), 702-720, doi: 10.1111/sed.12399, 2018.

Barry, J. J., Buffington, J. M., Goodwin, P., King, J. G. and Emmett, W. W.: Performance of bed-load transport equations relative to geomorphic significance: Predicting effective discharge and its transport rate, Journal of Hydraulic Engineering, 134 (5), 601-615, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9429(2008)134:5(601), 2008.

Barton, J., Slingerland, R. R. L., Pittman, S., and Gabrielson, T. B.: Monitoring coarse bedload transport with passive acoustic instrumentation: A field study, in: Bedload-surrogate monitoring technologies:, edited by: Gray, J. R., Laronne, J. B., and Marr, J. D. G., US Geol. Surv. Sci. Investig. Rep., 38–51, available at: https://pubs.usgs.gov/sir/2010/5091/papers/Barton.pdf (last access: 25 May 2021), 2010.

Batalla, R. J.: Evaluation bed-material transport equations using field measurements in a sandy gravel-bed stream, Arbùcies River, NE Spain, Earth Surface Processes and Landforms, 22 (2), 121-130, doi: 10.1002/(SICI)1096-9837(199702)22:2<121::AID-ESP671>3.0.CO;2-7, 1997.

Bedeus, K., and Ivicsics, L.: Observation of the noise of bed load, Gen. Assem. Comm. Hydrom. Int. Assoc. Hydrol. Sci. Berkeley, CA, USA, 19–31, 1963.

Belleudy, P.: Restoring flow capacity in the Loire River bed, Hydrological processes, 14 (13), 2331-2344, doi: 10.1002/1099-1085(200009)14:13<2331::AID-HYP32>3.0.CO;2-6, 2000.

Bennett, S. J. and Best, J. L.: Mean flow and turbulence structure over fixed two-dimensional dunes: implications for sediment transport and bedform stability, Sedimentology, 42 (3), 491-513, doi: 10.1111/j.1365-3091.1995.tb00386.x, 1995.

Benson, M. A. and Thomas, D. M.: A definition of dominant discharge, Bulletin of the International Association of Scientific Hydrology, 11 (2), 76-80, doi: 10.1080/02626666609493460, 1966

Bertagni, M., B. and Comporeale, C.: Finite amplitude of free alternate bars with suspended load, Water Resources Research, 54 (12), 9759-9773, doi: 10.1029/2018WR022819, 2018.

Berthois, L. et Morize, J. : Première évaluation du débit solide total de la Loire, Comptes Rendu de l'Académie des Sciences, Géographie physique, Paris, 1543-1545, 1960.

Bertoldi, W., Ashmore, P., and Tubino, M.: A method for estimating the mean bed load flux in braided rivers, Geomorphology, 103, 330-340, doi: 10.1016/j.geomorph.2008.06.014, 2009.

Best, J. L.: Sediment transport and bed morphology at river channel confluences, Sedimentology, 35, 481-498, doi: 10.1111/j.1365-3091.1988.tb00999.x, 1988.

Best, J. L.: On the entrainment of sediment and initiation of bed defects: insights from recent developments within turbulent boundary layer research, Sedimentology, 39 (5), 797-811, doi: 10.1111/j.1365-3091.1992.tb02154.x, 1992.

Best, J. L.: The fluid dynamics of river dunes: A review and some future research directions, Journal, of Geophysical Research, 110 (F4), doi: 10.1029/2004JF000218, 2005.

Best, J. L. and Fielding, C. R.: Describing Fluvial Systems: linking processes to deposits and stratigraphy, in: River to reservoir: Geoscience to engineering, The geological society, London, special publications, vol. 488, doi: 10.1144/SP488, 2019.

Biedenharn, D. S., Thorne, C. R., Soar, P. J., Hey, R. D. and Watson, C. C.: Effective discharge calculation guide, Int. J. Sediment Res., 16 (4), 445–459, 2001.

Blanchard, C. : Qualité des cours d'eau du bassin de la Loire (ions majeurs et nutriments): évolution, régionalisation et modélisation, thèse de doctorat, Université de Tours, France, 2007.

Blanpain, O., Demoulin, X., Waeles, B., Ravilly, M., Garlan, T., and Guyomard, P.: Passive acoustic measurement of bedload discharge features on a sandy seafloor, in: Proceedings of Seabed and Sediment Acoustics Volume 37 Part 1, Bath, United Kingdom, 7-9 september 2015.

Blott, S. J., and Pye, K.: GRADISTAT: A grain size distribution and statistics package for the analysis of unconsolidated sediments, Earth Surface Processes and Landforms, 26 (11), 1237-1248, doi: 10.1002/esp.261, 2001.

Boé, J. and Habets, F.: Multi-decadal river flow variations in France, Hydrology and Earth System Sciences, European Geosciences Union, 18 (2), 691-708. doi: 10.5194/hess-18-691-2014, 2014.

Boisson, L. : Relations entre la presence de dunes et la concentration des matières en suspension, rapport de Projet de Fin d'Etudes, Université de Tours, France, 2020.

Boiten, W.: Hydrometry, IHE Delft Lecture Note Series, A.A. Balkema Publishers, Netherland, 256 pp, doi: 10.1201/9780203971093, 2003.

Bradley, R. W. and Venditti, J. G.: Reevaluating dune scaling relations, Earth-Science Reviews, 165, 356-376, doi: 10.1016/j.earscirev.2016.11.004, 2017.

Brasington, J., Rennie, C. D., Vericat, D., Williams, R., Goodsell, B., Hicks, M., and Batalla, R.: Monitoring braided river morphodynamics with an acoustic Dopler current profiler, in: Proceedings of the 34th World Congress of the International Association for Hydro-Environment Research and Engineering: 33rd Hydrology and Water Resources Symposium and 10th Conference on Hydraulics in Water Engineering, Brisbane, 3396-3403, 2011.

Bridge, J., S.: The interaction between channel geometry, water flow, sediment transport and deposition in braided rivers, Geological Society, London, Special Publications, 75, 13-71, doi: 10.1144/GSL.SP.1993.075.01.02, 1993.

Bridge, J., S.: Rivers and Floodplains, forms, processes, and sedimentary record, Oxford: Blackwell Publishing, 2003.

Bristow, C., S.: Brahmaputra River: Channel migration and deposition, in Ethridge, F., G., Flores, R., M. and Harvey, M., D., Editors, Recent developments in fluvial sedimentology, SEPM Spec. Pub., 39, 63-74, 1987.

Brossé, R. : Les processus sédimentaires dans le fleuve Loire, thèse de doctorat, Université d'Angers, France, 1982.

Brownlie, W. R.: Prediction of flow depth and sediment discharge in open channels, Report No. KH-R-43A, Keck Laboratory of Hydraulics and Water Resources, California Institute of Technology, Pasadena, California, 1981.

Burnouf, J., Carcaud, N., Cubizolle, H., Trement, F., Visset, L., Garcin, M., Argant, J. and Serieyssol, K. : Les relations sociétés/milieux physiques depuis la fin du Tardiglaciaire : les apports du programme Loire, Quaternaire, 12, 5-13, doi: 10.3406/quate.2001.1677, 2001.

Camenen, B. and Larson, M.: A general formula for non-cohesive bed load sediment transport, Estuarine, Costal and Shelf Science, 63 (1-2), 249-260, doi: 10.1016/j.ecss.2004.10.019, 2005.

Camenen, B., Grabowski, R. C., Latapie, A., Paquier, A., Solari, L. and Rodrigues, S.: On the estimation of the bed-material transport and budget along a river segment: application to the Middle Loire River, France, Aquatic Sciences, 78, 71-81, doi: 10.1007/s00027-015-0442-3, 2016.

Cant, D., J. and Walker, R., G.: Fluvial processes and facies sequences in the sandy braided South Saskatchewan River, Canada, Sedimentology, 25 (5), 625-648, doi: 10.1111/j.1365-3091.1978.tb00323.x, 1978.

Caponi, F. and Siviglia, A.: Numerical modelling of plant root controls on gravel bed river morphodynamics, Geophysical Research Letters, 45 (17), doi: 10.1029/2018GL078696, 2018.

Carlin, M., Redolfi, M. and Tubino, M.: The Long-Term Response of Alternate Bars to the Hydrological Regime, Water Resources Research, 57 (7), doi: 10.1029/2020WR029314, 2021.

Carling, P., A., Gölz, E., Orr, H., G. and Radecki-Pawlik, A.: The morphodynamics of fluvial sand dunes in the River Rhine, near Mainz, Germany. I. Sedimentology and morphology, Sedimentology, 47 (1), 227-252, doi: 10.1046/j.1365-3091.2000.00290.x, 2000a.

Carling, P. A., Williams, J. J., Gölz, E., and Kelsey, A. D.: The morphodynamics of fluvial sand dunes in the River Rhine, near Mainz, Germany. II. Hydrodynamics and sediment transport, Sedimentology, 47, 253-278, doi: 10.1046/j.1365-3091.2000.00291.x, 2000b.

Cellino, M. and Graf, W. H.: Experiments on suspension flow in open channels with bed forms, Journal of Hydraulic Research, 38 (4), 289-298, doi: 10.1080/00221680009498328, 2000.

Chang, H. H.: Formation of Alternate bars, Journal of Hydraulic Engineering, 111 (1), 1412-1420, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9429(1985)111:11(1412), 1985.

Church, M.: Bed material transport and the morphology of alluvial river channels, Annual Review of Earth and Planetary Sciences, 34, 325-354, doi: 10.1146/annurev.earth.33.092203.122721, 2006.

Church, M. and Rice, S., P.: Form and growth of bars in a wandering gravel-bed river, Earth Surface Processes and Landforms, 34 (10), 1422-1432, doi: 10.1002/esp.1831, 2009.

Church, M., and Haschenburger, J. K.: What is the “active layer”?, Water Resources Research, 53 (1), 5-10, doi: 10.1002/2016WR019675, 2017.

Cisneros, J., Best, J., van Dijk T., de Almeida, R. P., Amsler, M., Boldt, J., Freitas, B., Galeazzi, C., Huizinga, R., Iannirubertо, M., Ma H., Nittrouer, J. A., Oberg, K., Orfeo, O., Parsons, D., Szupiany, R., Wang, P. and Zhang, Y.: Dunes in the world’s big rivers are characterized by low-angle lee-side slopes and a complex shape, Nature Geoscience, 13, 156-162, doi: 10.1038/s41561-019-0511-7, 2020.

Claude, N. : Processus et flux hydro-sédimentaires en rivière sablo-graveleuse : influence de la largeur de section et des bifurcations en Loire moyenne (France), thèse de doctorat, Université de Tours, 2012.

Claude, N., Rodrigues, S., Bustillo, V., Bréhéret, J. G., Macaire, J. J., and Jugé, P.: Estimating bedload transport in a large sand-gravel bed river from direct sampling, dune tracking and empirical formulas, Geomorphology, 179, 40-57, doi: 10.1016/j.geomorph.2012.07.030, 2012.

Claude, N., Rodrigues, S., Bustillo, V., Bréhéret, J. G., Tassi, P., and Jugé, P.: Interactions between flow structure and morphodynamic of bars in a channel expansion/contraction, Loire River, France, Water Resources Research, 50 (4), 2850-2873, doi: 10.1002/2013WR015182, 2014.

Coleman, N. L.: A theoretical and experimental study of drag and lift forces acting on a sphere resting on a hypothetical stream bed, Proceedings of the Twelfth Congress, International Association for Hydraulic Research, Fort Collins Colorado,185–192, 1967.

Coleman, J. M.: Brahmaputra River: channel processes and sedimentation, Sedimentary Geology, 3, 129-239, doi: 10.1016/0037-0738(69)90010-4, 1969.

Coleman, S. E. and Melville, B. W.: Bed-form Development, Journal of Hydraulic Engineering, 120 (5), doi: 10.1061/(ASCE)0733-9429(1994)120:5(544), 1994.

Colombini, M., Seminara, G. and Tubino, M.: Finite-amplitude alternate bars, Journal of Fluid Mechanics, 181, 213-232, doi: 10.1017/S0022112087002064, 1987.

Colombini, M. and Tubino, M.: Finite-amplitude free bars: a fully non-linear spectral solution, in: Euromech 262, Sand Transport in Rivers, Estuaries and the Sea, Soulsby & Bettess (eds), Rotterdam, 163–169, 1991.

Colombini, M. and Stocchino, A.: Ripple and dune formation in rivers, Journal of Fluid Mechanics, 673, 121-131, doi: 10.1017/S0022112011000048, 2011.

Colombini, M. and Stocchino, A.: Three-dimensional river bed forms, Journal of Fluid Mechanics, 695, 63-80, doi: 10.1017/jfm.2011.556, 2012.

Conevski, S.: Bedload Monitoring by means of Hydro-Acoustic Techniques, Ph.D. thesis, Norwegian University of Science and Technology, Norway, 200 pp., 2018.

Conevski, S., Guerrero, M., Ruther N.,and Rennie, C. D.: Laboratory investigation of apparent bedload velocity measured by ADCPs under different transport conditions, Journal of Hydraulic Engineering, 145 (11), doi: 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0001632, 2019.

Conevski, S., Guerrero, M., Winterscheid, A., Rennie, C. D., and Ruther N.: Acoustic sampling effects on bedload quantification using acoustic Doppler current profilers, Journal of Hydraulic Research, 58 (6), 982-1000, doi: 10.1080/00221686.2019.1703047, 2020a.

Conevski, S., Guerrero, M., Rennie, C. D., and Ruther, N.: Towards an evaluation of bedload transport characteristics by using Doppler and backscatter outputs from ADCPs, Journal of Hydraulic Research, doi: 10.1080/00221686.2020.1818311, 2020b.

Cordier, F., Tassi, P., Claude, N., Crosato, A., Rodrigues, S. and Pham Van Bang, D.: Numerical study of alternate bars in alluvial channels with nonuniform sediment, Water Resources Research, 55, 2976-3003, doi: 10.1029/2017WR022420, 2019.

Cordier, F., Tassi, P., Claude, N., Crosato, A., Rodrigues, S., and Pham Van Bang, D.: Bar pattern and sediment sorting in channel contraction/expansion area: Application to the Loire River at Bréhémont (France), Advances in Water Resources, 140, 103580, doi: 10.1016/j.advwatres.2020.103580, 2020.

Corenblit, D., Tabacchi, E., Steiger, J. and Gurnell, A.M.: Reciprocal interactions and adjustments between fluvial landforms and vegetation dynamics in river corridors: A review of complementary approaches, Earth-Science Reviews, 84, 56-86. doi: 10.1016/j.earscirev.2007.05.004, 2007.

Cornier, T. : La végétation alluviale de la Loire entre le Charolais et l'Anjou: essai de modélisation de l'hydrosystème, thèse de doctorat, Université de Tours, France, 2002.

Cortier, B. et Peeters, P. : Stratégie de reconquête du lit de la Loire entre les Ponts-de-Cé et l'agglomération nantaise : définition du programme d'action 2012-2020, rapport phase 2 mise à jour après une démarche de concertation avec les acteurs et usagers de Loire V4, GIP Loire Estuaire, 2013.

Couvert, B., Lefort, P., Peiry, J.-L. and Belleudy, P. : La gestion des rivières. Transport solide et atterrissements. Guide méthodologique, Les études des agences de l'Eau, 65, 1999.

Crickmore, M. J.: Effect of flume width on bed-form characteristics, Journal of Hydarulic Division, 96 (2), doi: 10.1061/JYCEAJ.0002333, 1970.

Crosato, A. and Mosselman, E.: Simple physics-based predictor for the number of river bars and the transition between meandering and braiding, Water Resources Research, 45 (3), doi: 10.1029/2008WR007242, 2009.

Crosato, A., Mosselman, E., Beidmariam Desta, F. and Uijttewaal, W., S., J.: Experimental and numerical evidence for intrinsic nonmigrating bars in alluvial channels, Water Resources Research, 47 (3), doi: 10.1029/2010WR009714, 2011.

Crosato, A. and Mosselman, E.: An integrated review of river bars for engineering, management and transdisciplinary research, Water, 12 (2), 596, doi: 10.3390/w12020596, 2020.

Crowder, D. W. and Knapp, H. V.: Effective discharge recurrence intervals of Illinois streams, Geomorphology, 64 (3-4), 167-184, doi: 10.1016/j.geomorph.2004.06.006, 2005.

Dacharry, M. : Les grandes crues historiques de la Loire, La Houille Blanche, 82 (6-7), 47-53, doi: 10.1051/lhb/1996067, 1996.

Dambre, J.-L. : Les extractions de matériaux dans le lit mineur et le lit majeur de la Loire et de ses affluents, La Houille Blanche, 82 (6-7), 108-113, doi: 10.1051/lhb/1996077, 1996.

Debelmas, J. : Géologie de la France. Doin, Paris, 1974.

Debrand-Passard, S., Macaire, J., Clozier, L. and Fleury, R.: Particularités de l'évolution du système solognot dans le bassin de la Loire au Quaternaire, corrélations possibles, Géologie de la France, 2, 55-68, 1998.

Defina, A.: Numerical experiments on bar growth, Water Resources Research, 39 (4), doi: 10.1029/2002WR001455, 2003.

De Linares, M. : Modélisation numérique bidimensionnelle du transport solide et de la dynamique fluviale. Validation sur deux sites en Loire et sur l'Arc., thèse de doctorat, Université Joseph Fourier -Grenoble I - Institut National Polytechnique de Grenoble, Grenoble, France, 2007.

De Ruijsscher, T. V., Naqshband, S. and Hoitink, A. J. F.: Effect of non-migrating bars on dune dynamics in a lowland river, Earth Surface Processes and Landforms, 45 (6), 1361-1375, doi: 10.1002/esp.4807, 2020.

de Vries, M.: Information on the Arnhem Sampler (BTMA), Internal Report n°3-79, Delft University of Technology, Department of Civil Engineering, Fluid Mechanics Group, 1979.

Dion, R. : Histoire des levées de la Loire, Paris, 1961.

Dramais, G. : Observation et modélisation des flux de sable dans les grands cours d'eau, thèse de doctorat, Université Claude Bernard Lyon 1, France, 2020.

Duró, G., Crosato, A. and Tassi, P.: Numerical study on river bar response to spatial variations of channel width, Advances in Water Resources, 93 (Part A), 21-38, doi: 10.1016/j.advwatres.2015.10.003, 2016.

Eekhout, J., P., C., Hoitink, J., F. and Mosselman, E.: Field experiment on alternate bar development in a straight sand-bed stream, Water Resources Research, 49 (12), 8357-8369, doi: 10.1002/2013WR014259, 2013.

Eijkelkamp: Operating instructions: Bedload Transport Meter Arnhem, Giesbeek, Netherland, 8 pp., 2003.

Einstein, H. A. and Barbarossa, N. L.: River channel roughness, Transactions of the American Society of Civil Engineers, 117 (1), doi: 10.1061/TACEAT.0006666, 1952.

Emmett, W. W. and Wolman, M. G.: Effective discharge and gravel-bed rivers, Earth Surface Processes Landforms, 26 (13), 1369-1380, doi: 10.1002/esp.303, 2001.

Engel, P., and Lau, Y. L.: Computation of Bed Load Using Bathymetric Data, Journal of the Hydraulics Division, 106 (3), 369-380, doi: 10.1061/JYCEAJ.0005380, 1980.

Engel, P. and Lau, Y. L.: Bed load discharge coefficient, Journal of the Hydraulics Division. 107 (11), 1445-1454, doi: 10.1061/JYCEAJ.0005762, 1981.

Exner, F. M.: Über die wechselwirkung zwischen wasser und geschiebe in flüssen, Akad. Wiss. Wien Math. Naturwiss. Klasse, 134 (2a), 165– 204, 1925.

Fernandez, R., Best, J. and López, F.: Mean flow, turbulence structure, and bed form superimposition across the ripple-dune transition, Water Resources Research, 42 (5), doi: 10.1029/2005WR004330, 2006.

Ferry, L., Mietton, M., Muther, N., Martin, D., Coulibaly, N.,Laval, M., Basselot, F.-X., Coulibaly, Y. C., Collerie, M., de la Croix, K. et Olivry, J.-C. :Extraction de sables et tendance à l'incision du Niger supérieur (Mali), Géomophologie, 18 (3), 351-368, doi: 10.4000/geomorphologie.9966, 2012.

Flemming, B.W.: Zur Klassifikation subaquatischer, strömungstransversaler Transportkörper, Bochum. Geol. Geotechn. Arb., 29, 93–97, 1988.

Flemming, B.W.: The role of grain size, water depth and flow velocity as scaling factors controlling the size of subaqueous dunes, In: Marine Sandwave Dynamics, International Workshop, pp. 23–24, 2000.

Folk, R. L., and Ward, W. C.: Brazos River bar (Texas); a study in the significance of grain size parameters, Journal of Sedimentary Research, 27 (1), 3-26, doi: 10.1306/74D70646-2B21-11D7-8648000102C1865D, 1957.

Fredsoe, J.: Meandering and braiding of rivers, Journal of Fluid Mechanics, 84 (4), 609-624, doi: 10.1017/S0022112078000373, 1978.

Fredsoe, J.: Unsteady flow in straight alluvial streams: modification of individual dunes, Journal of Fluid Mechanics, 91 (3), 497-512, doi: 10.1017/S002211207900029X, 1979.

Fretaud, T., Alliau, D., Camenen, B. et Flohr, J.-M. : Rapport de maitrise d'oeuvre pour le programme de rééquilibrage du lit de la Loire entre les Ponts-de-Cé et Nantes, lot 1 aménagement de Bellevue, livrable 22 : mesures de transport solide, 2017.

Frings, R. M., Gehres, N., Promny, M., Middelkoop, H., Schüttrumpf, H., and Vollmer, S.: Today's sediment budget of the Rhine River channel, focusing on the Upper Rhine Graben and Rhenish Massif, Geomorphology, 204, 573-587, doi: 10.1016/j.geomorph.2013.08.035, 2014.

Frings, R. M., and Vollmer, S.: Guidelines for sampling bed-load transport with minimum uncertainty, Sedimentology, 64 (6), 1630-1645, doi: 10.1111/sed.12366, 2017.

Gaeuman, D. and Pittman, S.: Relative Contributions of Sand and Gravel Bedload Transport to Acoustic Doppler Bed-Velocity Magnitudes in the Trinity River, California, in: Bedload surrogate monitoring technologies, edited by: Gray, J. R., Laronne, J. B., and Marr, J. D. G., US Geol. Surv. Sci. Investig. Rep., 195–207, available at: https://pubs.usgs.gov/sir/2010/5091/papers/Gaeuman_Pittman.pdf (last access: 25 May 2021), 2010.

Gaeuman, D., and Jacobson, R. B.: Acoustic bed velocity and bed load dynamics in a large sand bed river, Journal of Geophysical Research, 111, F02005, doi: 10.1029/2005JF000411, 2006.

Gaeuman, D., and Jacobson, R. B.: Field Assessment of Alternative Bed-Load Transport Estimators, Journal of Hydraulic Engineering, 133 (12), 1319-1328, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9429(2007)133:12(1319), 2007.

Gaeuman, D., Stewart, R. L. and Pittman, S.: Toward the Prediction of Bed Load Rating Curve Parameter Values: The Influence of Scale, Particle Size, and Entrainment Threshold, Water Resources Research, 54 (5), 3313-3334, doi: 10.1002/2017WR021627, 2018.

Galeazzi, C. P., Almeida, R. P., Mazoca, C. E. M., Best, J. L., Freitas, B. T., Ianniruberto, M., Cisneros, J. and Tamura, L., N.: The significance of superimposed dunes in the Amazon River: Implications for how large rivers are identified in the rock record, Sedimentology, 65 (7), 2388-2403, doi: 10.1111/sed.12471, 2018.

Gallouédec, L. : La Loire navigable, Annales de géographie, 6 (25), 45-60, 1897.

Garcia Lugo, G., A., Bertoldi, W., Henshaw, A., J. and Gurnell, A., M.: The effect of lateral confinement on gravel bed river morphology, Water Resources Research, 51 (9), 7145-7158, https://10.1002/2015WR017081, 2015.

Garcia, M. H.: Discussion of "The Legend of A. F. Shields," Journal of Hydraulic Engineering, 126 (9), 718–720, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9429(2000)126:9(718), 2000.

Garcia, M., H.: Sediment transport and morphodynamics, in Garcia, M., H., Editor, Sedimentation Engineering, processes, measurements, modelling, and practice, Reston, 21-163, 2008.

Gaudichet, C. : Trajectoires écologiques des annexes hydrauliques sur la Loire aval : identification et quantification des variables de forçage à l'origine des successions écologiques de la terrestrialisation, thèse de doctorat, Université de Tours, France, en cours.

Gautier, J. N., Rodrigues, S., Peters, J. J., Peeters, P. et Jugé, P. : Transport solide en Loire moyenne lors des crues justification des mesures in situ et quantification, La Houille Blanche, 94 (5), doi: 10.1051/lhb:2008058, 2008.

Gaweesh, M. T. K., and van Rijn, L. C.: Bed-load sampling in sand-bed rivers, Journal of Hydraulic Engineering, 120 (12), 1364-1384, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9429(1994)120:12(1364), 1994.

Gasowski, Z. : L'enfoncement du lit de la Loire, Revue de Géographie de Lyon, 69, 41-45, doi: 10.3406/geoca.1994.4236, 1994.

Geay, T. : Mesure acoustique passive du transport par charriage dans les rivières, thèse de doctorat, Université de Grenoble Alpes, France, 2013.

Geay, T., Belleudy, P., Gervaise, C., Habersack, H., Aigner, J., Kreisler, A., Seitz, H., and Laronne, J. B.: Passive acoustic monitoring of bed load discharge in a large gravel bed river, Journal of Geophysical Research: Earth Surface, 122 (2), 528-545, doi: 10.1002/2016JF004112, 2017.

Geay, T., Michel, L., Zanker, S., and Rigby, J. R.: Acoustic wave propagation in rivers: an experimental study. Earth Surface Dynamics, 7 (2), 537–548, doi: 10.5194/esurf-7-537-2019, 2019.

Geay, T., Zanker, S., Misset, C., and Recking, A.: Passive Acoustic Measurement of Bedload Transport: Toward a Global Calibration Curve?, Journal of Geophysical Research.: Earth Surface, 125 (8), e2019JF005242, doi: 10.1029/2019JF005242, 2020.

Germanoski, D. and Schumm, S., A.: Changes in braided river morphology resulting from aggradation and degradation, The Journal of Geology, 101 (4), doi: 10.1086/648239, 1993.

Gibling, M. R. and Davies, N. S.: Palaeozoic landscapes shaped by plant evolution, Nature Geoscience, 5, 99-105, doi: 10.1038/ngeo1376, 2012.

Gill, M.A.: Height of sand dunes in open channel flows, Journal of Hydraulic Division, 97 (12), 2067–2074, doi: 10.1061/JYCEAJ.0003169, 1971.

Gimbert, F., Fuller, B. M., Lamb, M. P., Tsai, V. C., and Johnson, J. P. L.: Particle transport mechanics and induced seismic noise in steep flume experiments with accelerometer-embedded tracers, Earth Surface Processes and Landforms, 44, 219-241, doi: 10.1002/esp.4495, 2019.

Gordon, R. L. (1996). Acoustic doppler current profiler. Principles of operation: A practical primer, R. D. Instruments, San Diego.

Gray, J. R., Gartner, J. W., Barton, J. S., Gaskin, J., Pittman, S. A., and Rennie, C. D.: Surrogate Technologies for Monitoring Bed-Load Transport in Rivers, Sedimentology of Aqueous Systems, edited by: Poleto, C. and Charlesworth, S., Wiley-Blackwell, London, 46–79, doi: 10.1002/9781444317114.ch2, 2010.

Grill, G., Lehner, B., Thieme, M., Geenen, B., Tickner, D., Antonelli, F., Babu, S., Borrelli, P., Cheng, L., Crochetiere, H., Ehalt Macedo, H., Filgueiras, R., Goichot, M., Higgins, J., Hogan, Z., Lip, B., McClain, M. E., Meng, J., Mulligan, M., Nilsson, C., Olden, J. D., Opperman, J. J., Petry, P., Reidy Liermann, C., Sáenz, L., Salinas-Rodríguez, S., Schelle, P., Schmitt, R. J. P., Snider, J., Tan, F., Tockner, K., Valdujo, P. H., van Soesbergen, A., and Zarfl, C.: Mapping the world's free-flowing rivers. Nature 569, 215–221, doi: 10.1038/s41586-019-1111-9, 2019.

Grivel, S. : La Loire des îles, du Bec d'Allier à Gien : rythmes d'évolution et enjeux de gestion, thèse de doctorat, Université Paris 8, France, 2008.

Grivel, S., Nabet, F., Gautier, E., Temam, S., Gruwé, G., Gardaix, J. and Lee M. : Héritages et influences contemporaines des anciens ouvrages de navigation de la Loire moyenne (France), VertigO, 18 (3), doi: 10.4000/vertigo.23121, 2018.

Grosbois, C. : Géochimie des eaux de la Loire: contributions naturelles et anthropiques. Quantification de l'érosion, Thèse de doctorat, Université de Tours, France, 1998.

Guerrero, M., and Lamberti, A.: Flow Field and Morphology Mapping Using ADCP and Multibeam Techniques: Survey in the Po River, Journal of Hydraulic Engineering, 137 (12), 1576-1587, doi: 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000464, 2011.

Guerrero, M., Rüther, N. and Archetti, R.: Comparison under controlled conditions between multi-frequency ADCPs and LISST-SL for investigating suspended sand in rivers, Flow measurement and Instrumentation, 37, 73-82, doi: 10.1016/j.flowmeasinst.2014.03.007, 2014.

Guillon, P. : Etudes sur la Loire. Ecoulement des sables et matières solides. Marches des grèves et mouilles. Transformation continue du fond du lit, rapport Ponts et Chaussées, 1898.

Gurnell, A., M., Bertoldi, W., Corenblit, D.: Changing river channels: the roles of hydrological processes, plants and pioneer fluvial landforms in humid temperate, mixed load, gravel bed rivers, Earth-Science Reviews, 11 (1-2), 129-141, doi: 10.1016/j.earscirev.2011.11.005, 2012.

Hackney, C. R., Vasilopoulos, G., Heng, S., Darbari, S. W. and Parsons, D.: Sand mining far outpaces natural supply in a large alluvial river, Earth Surface Dynamics, 9, 1323-1334, doi: 10.5194/esurf-9-1323-2021, 2021.

Hamamori, A.: A theoretical investigation on the fluctuation of bedload transport, Delft Hydraulic Laboratory report R4, 1962.

Hansen, E.: Bed-load investigations in Skive-Karup River, Tech. Bull. Univ. Denmark, 12, 1-8, 1966.

Harbor, D. J.: Dynamics of bedforms in the lower Mississippi River, Journal of Sedimentary Research, 68 (5), 750-762, doi: 10.2110/jsr.68.750, 1998.

Havinga, H.: Bed load determination by dune tracking. Rijkswaterstaat, Directie Waterhuishouding en Waterbeweging, District Zuidoost, Nota 82.3, 15 pp. (unpublished), 1982.

Havinga, H. and ‘t Hoen, J. P. F.: Prototype Testing of the Dunetrack Method, Report National Institute for Inland Water Management and Waste Water Treatment RIZA (The Netherlands), 86.52. (Text in Dutch.), 1986.

Hilldale, R. C., Goodwiller, B. T., Carpenter, W. O., and Chambers, J. P.: Measuring Coarse Bed Load Using Hydrophones, Closeout report, Reclamation Managing Water in the West.

Holmes Jr., R. R.: Measurement of Bedload Transport in Sand-Bed Rivers: A Look at Two Indirect Sampling Methods, in: Bedload-surrogate monitoring technologies, edited by: Gray, J. R., Laronne, J. B., and Marr, J. D. G., US Geol. Surv. Sci. Investig. Rep., 236–252, available at: https://pubs.usgs.gov/sir/2010/5091/papers/Holmes.pdf (last access: 25 May 2021), 2010.

Hubbell, D. W.: Apparatus and techniques for measuring bedload, Geological Survey Water-Supply Paper 1748, 1964.

Hugueny, J. : Utilisation d’une méthode acoustique non-intrusive comme outils de détermination du transport solide (charriage) dans les rivières : l'Acoustic Doppler Current Profiler (aDcp), Projet de Fin d’Etudes, École Nationale Supérieure de l'Énergie, l'Eau et l'Environnement Grenoble, France, 2019.

Ikeda, S.: Incipient Motion of Sand Particles on Side Slopes, Journal of the Hydraulics Division, 108 (1), 95–114, 1982.

Iwagaki, Y.: Fundamental study on critical tractive force, Proceedings, Japan Society of Civil Engineering, 41, 1–21, doi: 10.2208/jscej1949.1956.41_1, 1956.

Jaballah, M., Camenen, B., Pénart, L. and Paquier, A. : Alternate bar development in an alpine river following engineering works, Advances in Water Resources, 81, 103-113, doi: 10.1016/j.advwatres.2015.03.003, 2015.

Jackson, R. G.: Hierarchical attributes and a unifying model of bed forms composed of cohesionless material and produced by shearing flow, Geological Society of America Bulletin, 86, 1523-1533, 1975.

Jamieson, E. C., Rennie, C. D., Jacobson, R. B., and Townsend, R. D.: Evaluation of ADCP Apparent Bed Load Velocity in a large Sand-Bed River: Moving versus Stationary Boat Conditions, Journal of Hydraulic Engineering, 137, 1064-1071, doi: 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000373, 2011.

Jantzi, H., Carozza, J.-M., Probst, J.-L. et Valette, P. : Les extractions de granulats dans le lit mineur de la moyenne Garonne toulousaine durant la seconde moitié du xxe siècle, Sud-Ouest Européen, 44, 83-96, 2017.

Jerolmack, D. and Mohrig, D.: Interactions between bed forms: topography, turbulence and transport, Journal of Geophysical Research, 110 (F2), doi: 10.1029/2004JF000126, 2005.

Jinchi, H.: Application of sandwave measurements in calculating bedload discharge, Proceedings Symposium Erosion and Sediment Transport Monitoring Programmes in River Basins, Oslo. Publication 210, 63–70, International Association of Hydrological Sciences, Wallingford, 1992.

Johnson, P. and Muir, T. C.: Acoustic Detection Of Sediment Movement, Journal of Hydraulic Research, 7 (4), 519-540, doi: 10.1080/00221686909500283, 1969.

Jordan, P. R.: Fluvial sediment of the Mississippi River at St. Louis, Missouri, Geological survey water-supply paper 1802, 1965.

Jourdain, C. : Action des crues sur la dynamique sédimentaire et végétale dans un lit de rivière à galets : l'Isère en Combe de Savoie, Thèse de doctorat, Université de Grenoble Alpes, France, 2017.

Jourdain, C., Claude, N., Tassi, C., Cordier, F. and Antoine, G.: Morphodynamics of alternate bars in the presence of riparian vegetation, Earth Surface Processes and Landforms, 45 (5), 1100-1122, doi: 10.1002/esp.4776, 2020.

Julien, P. and Klaassen, G. J.: Sand–dune geometry of large rivers during floods, Journal of Hydraulic Engineering 121, 657-663, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9429(1995)121:9(657), 1995.

Kalinske, A. A.: Movement of sediment as bed load in rivers, Transactions of the American Geophysical Union, 28 (4), 615-620, doi: 10.1029/TR028i004p00615, 1947.

Karim, F.: Bed configuration and hydraulic resistance in alluvial channel flows, Journal of Hydraulic Engineering, 121 (1), 15–25, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9429(1995)121:1(15), 1995.

Karim, F.: Bed-form geometry in sand-bed flows, Journal of Hydraulic Engineering, 125 (12), 1253–1261, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9429(1999)125:12(1253), 1999.

Kenney, T. A. (2006), Cross-sectional progression of apparent bedload velocities, in: Proceedings of the Eighth Federal Interagency Sedimentation Conference (8th FISC), April 2–6 2006, Reno, Nevada, USA, 8 pp., 2006.

Keulegan, G.H.: Laws of Turbulent Flow in Open Channels, Journal of Research of the National Bureau of Standards, 21, 707-741, doi: 10.6028/jres.021.039, 1938.

Kleinhans, M. G.: The key role of fluvial dunes in transport and deposition of sand–gravel mixtures, a preliminary note, Sedimentary Geology, 143 (1-2), 7-13, doi: 10.1016/S0037-0738(01)00109-9, 2001.

Kleinhans, M. G.: Sediment Supply-Limited Bedforms in Sand-Gravel Bed Rivers, Journal of Sedimentary Research, 72 (5), 629-640, doi: 10.1306/030702720629, 2002.

Kleinhans, M. G.: Sorting in grain flows at the lee side of dunes, Earth-Science Reviews, 65 (1-2), 75-102, doi: 10.1016/S0012-8252(03)00081-3, 2004.

Kleinhans, M. G., Wilbers, A. W. E. and Ten Brinke, W. B. M.: Opposite hysteresis of sand and gravel transport upstream and downstream of a bifurcation during a flood in the River Rhine, the Netherlands, Netherlands Journal of Geosciences, 86 (3), 273-285, doi: 10.1017/S0016774600077854, 2007.

Knighton, D.: Fluvial forms and processes: a new perspective, Oxford University, London, doi: 10.4324/9780203784662, 1998.

Kocurek, G., Ewing, R. C. and Mohrig, D.: How do bedform pattern arise? New views on the role of bedform interactions within a set of boundary conditions, Earth Surface Processes and Landforms, 35 (1), 51-63, doi: 10.1002/esp.1913, 2010.

Kollmann, J., Vieli, M., Edwards, P. J., Tockner, K. and Ward, J. V.: Interactions between vegetation development and island formation in the Alpine river Tagliamento, Applied Vegetation Science, 2 (1), 25-36, doi: 10.2307/1478878, 1999.

Kondolf, G. M., Schimitt, R. J. P., Carling, P., Darby, S., Arias, M., Bizzi, S., Castelletti, A., Cochrane, T. A., Gibson, S., Kummu, M., Oeurng, C., Rubin, Z., and Wild, T.: Changing sediment budget of the Mekong: Cumulative threats and management strategies for a large river basin, Sci. Total Environ., 625, 114–134, doi: 10.1016/j.scitotenv.2017.11.361, 2018.

Kostaschuk, R. and Church, M.: Macroturbulence generated by dunes: Fraser River, Canada, Sedimentary Geology, 85 (1-4), 25-37, doi: 10.1016/0037-0738(93)90073-E, 1993.

Kostaschuk, R. and Villard, P.: Flow and sediment transport over large subaqueous dunes: Fraser River, Canada, Sedimentology, 43 (5), 849-863, doi: 10.1111/j.1365-3091.1996.tb01506.x, 1996.

Kostaschuk, R.: A field study of turbulence and sediment dynamics over subaqueous dunes with fow separation, Sedimentology, 47 (3), 519-531, doi: 10.1046/j.1365-3091.2000.00303, 2000.

Kostaschuk, R., Best, J., Villard, P., Peakall, J., and Franklin, M.: Measuring flow velocity and sediment transport with an acoustic Doppler current profiler, Geomorphology, 68, 25-37, doi: 10.1016/j.geomorph.2004.07.012, 2005.

Kostaschuk, R., and Venditti, J. G.: Why do large, deep rivers have low-angle dune beds? Geology, 47 (10), 919-922, doi: 10.1130/G46460.1, 2019.

Krumbein, W. C. and Pettijohn, F. J.: Manual of sedimentary petrography, The century Earth Science Series, Appleton century Co., London, 1938.

Kwoll, E., Venditti, J. G., Bradley, R. W. and Winter, C.: Flow structure and resistance over subaquaeous high- and low-angle dunes, Journal of Geophysical, Research: Earth Surface, 121, doi: 10.1002/2015JF003637, 2016.

Lane, E. A.: A study of the slope of channels formed by natural streams flowing in erodible material, US Army Corps of Engineering, Missouri River Division, Sediment Series, Report No. V.F.891, 9, 1957.

Lanzoni, S. and Tubino, M.: Grain sorting and bar instability, Journal of Fluid Mechanics, 393, 149-174, doi: 10.1017/S0022112099005583, 1999.

Lanzoni, S.: Experiments on bar formation in a straight flume, 2. Graded sediment, Water Resources Research, 36 (11), 3351-3363, doi: 10.1029/2000WR900161, 2000.

Latapie, A. : Modélisation de l'évolution morphologique d'un lit alluvial: exemple de la Loire Moyenne, Thèse de doctorat, Université de Tours, France, 2011.

Latapie, A., Camenen, B., Rodrigues, S., Paquier, A., Bouchard, J. P. and Moatar, F.: Assessing channel response of a long river influenced by human disturbance, Catena, 121, 1-12. , doi: 10.1016/j.catena.2014.04.017, 2014.

Latosinski, F. G., Szupiany, R. N., Guerrero, M., Amsler, M. L., and Vionnet, C.: The ADCP's bottom track capability for bedload prediction: Evidence on method reliability from sandy river applications, Flow Measurement and Instrumentation, 54, 124-135, doi: 10.1016/j.flowmeasinst.2017.01.005, 2017.

Le Guern, J., Rodrigues, S., Tassi, P., Jugé, P., Handfus, T., Duperray, A., and Berrault, P.: Influence of migrating bars on dune geometry, in: Book of Abstracts of the 6th Marine and River Dune Dynamics conference, 1-3 April 2019, Bremen, Germany, 157-160, 2019a.

Le Guern, J., Rodrigues, S., Tassi, P., Jugé, P., Handfus, T., and Duperray, A.: Initiation, growth and interactions of bars in a sandy-gravel bed river, in: Book of Abstracts of the 11th Symposium on River, Costal and Estuarine Morphodynamics, 16-21 November 2019, Auckland, New-Zealand, 226 pp., 2019b.

Le Guern, J., Rodrigues, S., Geay, T., Zanker, S., Hauet, A., Tassi, P., Claude, N., Jugé, P., Duperray, A. and Vervynck, L.: Relevance of acoustic methods to quantify bedload transport and

bedform dynamics in a large sandy-gravel-bed river; Earth Surface Dynamics, 9, 423-444, doi: 10.5194/esurf-9-423-2021, 2021.

Leary, K. C. P., and Buscombe, D.: Estimating sand bed load in rivers by tracking dunes: a comparison of methods based on bed elevation time series, Earth Surface Dynamics, 8, 161-172, doi: 10.5194/esurf-8-161-2020, 2020.

Lechalas, M.. : Note sur les rivières à fond de sable, Annales des ponts et chaussées. Mémoires et documents relatifs à l'art des constructions et au service de l'ingénieur, 5ème série, 381–431, Dunod, 1871.

Lefebvre, A., Ernstsen, V. B. and Winter, C.: Estimation of roughness lengths and flow separation over compound bedforms in a natural-tidal inlet, Continental Shelf Research, 61, 98-111, doi: 10.1016/j.csr.2013.04.030, 2013.

Lefebvre, A., Paarlberg, A. J. and Winter, C.: Characterising natural bedform morphology and its influence on flow, Geo-Marine Letters, 36, 379-393, doi: 10.1007/s00367-016-0455-5, 2016.

Lefebvre, A. and Winter, C.: Predicting bed form roughness: the influence of lee side angle, Geo-Marine Letters, 36, 121-133, doi: 10.1007/s00367-016-0436-8, 2016.

Lenzi, M. A., Mao, L. and Comiti, F.: Effective discharge for sediment transport in a mountain river: Computational approaches and geomorphic effectiveness, Journal of Hydrology, 326 (1-4), 257-276, doi: 10.1016/j.jhydrol.2005.10.031, 2006.

Leopold, L., B. and Wolman, M., G.: River channel patterns: braided, meandering and straight, U.S. Geological Survey, Prof. Pap. 282-B, 1957.

Lewin, J.: Initiation of bed forms and meanders in coarse-grained sediment, GSA Bulletin, 87 (2), 281-285, doi: 10.1130/0016-7606(1976)87<281:IOBFAM>2.0.CO;2, 1976.

Lisle, T. E. and Madej, M. A.: Spatial variation in armouring in a channel with high sediment supply, in: Dynamics of Gravel-bed Rivers, Billi, P., Hey, R. D., Thorne, C. R. and Taconni, P. (ed.), John Wiley and Sons, London, 277-293, 1992.

Lisle, T. E., Nelson, J. M., Pitlick, J., Madej, M. A. and Barkett, B. L.: Variability of bed mobility in natural, gravel-bed channels and adjustments to sediment load at local and reach scales, Water Resources Research, 36 (12), 3743-3755, doi: 10.1029/2000WR900238, 2000.

Luchi, R., Hooke, J. M., Zolezzi, G. and Bertoldi, W.: Width variations and mid-channel bar inception in meanders: River Bollin (UK), Geomorphology, 119 (1-2), 1-8, doi: 10.1016/j.geomorph.2010.01.010, 2010.

Macaire, J., Gay-Ovejero, I., Bacchi, M., Cocirta, C., Patryl, L. and Rodrigues, S.: Petrography of alluvial sands as a past and present environmental indicator: Case of the Loire River (France), International Journal of Sediment Research, 28 (3), 285-303, doi: 10.1016/S1001-6279(13)60040-2, 2013.

Maddux, T. B., Nelson, J. M. and McLean, S. R.: Turbulent flow over three-dimensional dunes: 1. Free surface and flow response, Journal of Geophysical Research: Earth Surface, 108 (F1), doi: 10.1029/2003JF000018, 2003.

Marchesin, J. : Les interactions des formes du lit à différentes échelles : revue quantitative de la littérature, rapport de Projet de Fin d'Etudes, Université de Tours, France, 2019.

Mardjikoen, P.: Some characteristics of sandwaves in open channels with movable bed, Delft Hydraulics Laboratory, Report R. 7, Delft, The Netherlands, 1966.

Marineau, M. D., Wright, S. A., and Gaeuman, D.: Calibration of sediment-generated noise measured using hydrophones to bedload transport in the Trinity River, California, USA, in: Proceeding of River Flow 2016 - eighth International Conference on Fluvial Hydraulics, Saint Louis, USA, 12-15 July 2016, 1519–1526, 2016.

Martin, R. L. and Jerolmack, D. J.: Origin of hysteresis in bed form response to unsteady flows, Water Resources Research, 49 (3), 1314-1333, doi: 10.1002/wrcr.20093, 2013.

McLelland, S. J., Ashworth, P. J., Best, J. L., Roden, J. and Klaassen, G. J.: Flow structure and transport of sand-grade suspended sediment around an evolving braid bar, Jamuna River, Bangladesh, in: Fluvial Sedimentology VI, Vol. 28 of Special Publications, International Association of Sedimentologists, Blackwell Publishing, Oxford, 15–32, doi: 10.1002/9781444304213.ch4, 1999.

Mendoza, A., Abad, J. D., Langendoen, E. J., Wang, D., Tassi, P., and El Kadi Abderrezzak, K.: Effect of Sediment Transport Boundary conditions on the Numerical Modeling of Bed Morphodynamics, Journal of Hydraulic Engineering, 143 (4), doi: 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0001208, 2017.

Merchant, N. D., Barton, T. R., Thompson, P. M., Pirotta, E., Dakin, D. T., Dorocicz, J.: Spectral probability density as a tool for ambient noise analysis, Journal of Acoustical Society of Ameria, 133 (4), doi: 10.1121/1.4794934, 2013.

Meyer-Peter, E. and Muller, R.: Formulas for bed-load transport. In: Proceedings 2nd Meeting International Association of Hydraulic Research, Stockholm. 3, 39-64, 1948.

Miall, A., D.: A review of the braided-river depositional environment, Earth-Science Review, 13 (1), 1-62, doi: 10.1016/0012-8252(77)90055-1, 1977.

Migniot, C. et Le Hir, P. : Rapports de synthèse de l'APEEL (Association pour la Protection de l'Environnement de l'Estuaire de la Loire) 1984-1994, 1. Hydrosédimentaire, 1997.

Mille and Robert: Etudes pour l'amélioration de la navigabilité de la Loire, Plan de sondages section de la Vienne à la Maine, Source Archives Départementales Loire-Atlantique, 1899.

Miwa, H., Daido, A. and Yokogawa, J.: Development and transformation of alternate bars under unsteady flow conditions, Proceeding of Hydraulic Engineering, 47, 619-624, doi: 10.2208/prohe.47.619, 2003.

Miwa, H. and Parker, G.: Effects of sand content on initial gravel motion in gravel-bed rivers, Earth Surface Processes and Landforms, 42 (9), 1355-1364, doi: 10.1002/esp.4119, 2017.

Moatar, F., Ducharne, A., Thiéry, D., Bustillo, V., Sauquet, E. et Vidal, J.-P. : La Loire à l'épreuve du changement climatique, Géosciences, BRGM, 12, 78-87, 2010.

Moatar, F., Baratelli, F., Flipo, N., Sauquet, E., Vidal, J.-P. et Habets, F. : Régimes hydrologiques, thermiques et leurs évolutions à long terme, dans : La Loire fluviale et estuarienne, un milieu en évolution, Coord. Moatar, F. et Dupont, N., éditions Quae, Versailles, France, 2016.

Morin, E., Rodier, X., Laurent-Dehecq, A. et Macaire, J.-J. : Evolution morphologique et sédimentaire de la plaine alluviale d'un espace urbanisé (Tours, Indre-et-Loire, France), Revue archéologique du centre de la France, 52, 367-400, 2013.

Mosselman, E., Sieben, A., Sloff, K. and Wolters, A.: Effect of spatial grain size variations on two-dimensional river bed morphology, in: Proceeding of IAHR symposium on River, Costal and Estuarine Morphodynamics (RCEM), Gênes, Italie, 1999.

Mueller, D. S., Wagner, C. R., Rehmel, M. S., Oberg, K. A. and Rainville, F.: Measuring discharge with acoustic Doppler current profilers from a moving boat: U.S. Geological Survey Techniques and Methods, book 3, chap. A22, 95 p., available at https://pubs.usgs.gov/tm/3a22/, 2013.

Muste, M., Kim, D. and González-Castro, J. A.: Near-Transducer Errors in ADCP Measurements: Experimental Findings, Journal of Hydraulic Engineering, 136 (5), doi: 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000173, 2010.

Nagata, N., Hosoda, T. and Muramoto, Y.: Numerical analysis of river channel processes with bank erosion, Journal of Hydraulic Engineering, 126 (4), doi: 10.1061/(ASCE)0733-9429(2000)126:4(243), 2000.

Naqshband, S., Ribberink, J. S., Hurter, D. and Hulscher, S. J. M. H.: Bed load and suspended load contributions to migrating sand dunes in equilibrium, Journal of Geophysical Research: Earth Surface, 119 (5), 1043-1063, doi: 10.1002/2013JF003043, 2014.

Naqshband, S. and Hoitink, A. J. F.: Scale-Dependent Evanescence of River Dunes During Discharge Extremes, Geophysical, Research Letters, 47 (6), e2019GL085902, doi: 10.1029/2019GL085902, 2020.

Nash, D. B.: Effective Sediment-Transporting Discharge from Magnitude-Frequency Analysis, The Journal of Geology, 102 (1), doi: 10.1086/629649, 1994.

Nasr, M., Geay, T., Zanker, S. and Recking, A.: A physical model for acoustic noise generated by bedload transport in rivers, Journal of Geophysical Research: Earth Surface, 127(1), doi: 10.1029/2021JF006167, 2021.

Nelson, P. A., Brew, A. K. and Morgan, J. A.: Morphodynamic response of a variable-width channel to changes in sediment supply, Water Resources Research, 51 (7), 5717-5734, doi: 10.1002/2014WR016806, 2015.

Nelson, P., A. and Morgan, J., A.: Flume experiments on flow and sediment supply controls on gravel bedform dynamics, Geomorphology, 323, 98-105, doi: 10.1016/j.geomorph.2018.09.011, 2018.

Nittrouer, J. A., Allison, M. A., and Campanella, R.: Bedform transport rates for the lowermost Mississippi River, Journal of Geophysical Research., 113, F03004, doi: 10.1029/2007JF000795, 2008.

Nordin, C. F. and Beverage, J. P.: Sediment transport in the Rio Grande, New Mexico, USGS report 462 (F), , doi: 10.3133/pp462F, 1965.

Parker, G.: On the cause and characteristic scales of meandering and braiding in rivers, Journal of Fluid Mechanics, 76 (3), 457-480, doi: 10.1017/S0022112076000748, 1976.

Parsons, D. R., Best, J. L., Orfeo, O., Hardy, R. J., Kostaschuk, R. and Lane, S. N.: Morphology and flow fields of three-dimensional dunes, Rio Parana´, Argentina: Results from simultaneous multibeam echosounding and acoustic Doppler current profiling, Journal of Geophysical Research, 110 (F4), doi: 10.1029/2004JF000231, 2005.

Parsons, D. R., Jackson, P. R., Czuba, J. A., Engel, F. L., Rhoads, B. L., Oberg, K. A., Best, J. L., Mueller, D. S., Johnson, K. K. and Riley, J. D.: Velocity Mapping Toolbox (VMT): a processing and visualization suite for moving-vessel ADCP measurements, Earth Surface Processes and Landforms, 38 (11), 1244-1260, doi: 10.1002/esp.3367, 2013.

Partiot, M. : Mémoire sur les sables de la Loire, Annales des ponts et chaussées. Mémoires et documents relatifs à l'art des constructions et au service de l'ingénieur, 5ème série, 233–292, Dunod, 1871.

Patryl, L. : La radioactivité naturelle des sédiments de la Loire (France) : relation avec la lithologie, Thèse de doctorat, Université de Tours, France, 2000.

Peters, J. J.: Discharge and Sand Transport in the Braided Zone of the Zaire Estuary, Netherlands Journal of Sea Research, 12, 273-292, doi: 10.1016/0077-7579(78)90031-5, 1978.

Petrut, T., Geay, T., Gervaise., C., Belleudy, P., and Zanker, S.: Passive acoustic measurement of bedload grain size distribution using self-generated noise, Hydrology Earth System Sciences, 22, 767-787, doi: 10.5194/hess-22-767-2018, 2018.

Pizarro, R.: A two-dimensional numerical study of the hydrodynamics, sediment transport and morphodynamics in the middle Loire river, Master thesis, Université Nice Sophia Antipolis, France, 2018.

Podolak, C. J. P. and Wilcock, P. R.: Experimental study of the response of a gravel streambed to increased sediment supply, Earth Surface Processes and Landforms, 38 (14), 1748-1764, doi: 10.1002/esp.3468, 2013.

Pons, A. : Evolution morphologique du lit de la Loire dans le secteur de Belleville-sur-Loire, rapport de stage ENSEEIHT, Toulouse, France, 2000.

Qian, H., Cao, Z., Liu, H. and Pender, G.: Numerical modelling of alternate bar formation, development and sediment sorting in straight channels, Earth Surface Processes and Landforms, 42 (4), 555-574, doi: 10.1002/esp.3988, 2017.

Quélennec, R. E. : Transport solide en Loire moyenne. Analyse des résultats des campagnes de mesures réalisées en 1984 par le BRGM sur le transport par suspension et charriage, rapport Bureau de Recherches Géologiques et Minières, 1986.

Ramooz, R. and Rennie, C. D.: Laboratory Measurement of Bedload with an ADCP, in: Bedload-surrogate monitoring technologies, edited by: Gray, J. R., Laronne, J. B., and Marr, J. D. G., US Geol. Surv. Sci. Investig. Rep., 367–386, available at: https://pubs.usgs.gov/sir/2010/5091/papers/Ramooz.pdf (last access: 25 May 2021), 2010.

Redolfi, M., Zolezzi, G. and Tubino, M.: Free and forced morphodynamics of river bifurcations, Earth Surface Processes and Landforms, 44 (4), 973-987, doi: 10.1002/esp.4561, 2019.

Redolfi, M., M., Carlin, M., Tubino, M. and Bertoldi, W.: Morphometric properties of alternate bars and water discharge: a laboratory investigation, Earth Surface Dynamics, 8, 789-808, doi: 10.5194/esurf-8-789-2020, 2020.

Reesink, A., J., H. and Bridge, J., S.: Influence of superimposed bedforms and flow unsteadiness on formation of cross strata in dunes and unit bars, Sedimentary Geology, 202 (1-2), 281-296, doi: 10.1016/j.sedgeo.2007.02.005, 2007.

Reesink, A., J., H. and Bridge, J., S.: Influence of bedform superimposition and flow unsteadiness on the formation of cross strata in dunes and unit bars — Part 2, further experiments, Sedimentary Geology, 222 (3-4), 274-300, doi: 10.1016/j.sedgeo.2009.09.014, 2009.

Reesink, A., J., H. and Bridge, J., S.: Evidence of bedform superimposition and flow unsteadiness in unit-bar deposits, South Saskatchewan River, Canada, Journal of Sedimentary Research, 81 (11), 814-840, doi: 10.2110/jsr.2011.69, 2011.

Reesink, A. J. H., Parsons, D. R., and Thomas, R. E.: Sediment transport and bedform development in the lee of bars: Evidence from fixed- and partially-fixed bed experiments, in: Proceeding of River Flow 2014 - seventh International Conference on Fluvial Hydraulics, Lausanne, Switzerland, 3-5 September 2014, 8 pp., 2014.

Reesink, A. J. H., Parsons, D. R., Ashworth, P. J., Best, J. L., Hardy, R. J., Murphy, B. J., McLelland, S. J. and Unsworth, C.: The adaptation of dunes to changes in river flow, Earth-Science Reviews, 185, 1065-1087, doi: 10.1016/j.earscirev.2018.09.002, 2018.

Rennie, C. D., Millar, R. G., and Church, M. A.: Measurement of Bed Load Velocity using an Acoustic Doppler Current Profiler, Journal of Hydraulic Engineering, 128 (5), 473-483, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9429(2002)128:5(473), 2002.

Rennie, C. D., and Millar, R. G.: Measurement of the spatial distribution of fluvial bedload transport velocity in both sand and gravel, Earth Surface Processes and Landforms, 29, 1173-1193, doi: 10.1002/esp.1074, 2004.

Rennie, C. D., and Villard, P. V.: Site specificity of bed load measurement using an acoustic Doppler current profiler, Journal of Geophysical Research., 109, F03003, doi: 10.1029/2003JF000106, 2004.

Rennie, C. D., Vericat, D., Williams, R. D., Brasington, J., and Hicks, M.: Calibration of acoustic doppler current profiler apparent bedload velocity to bedload transport rate, in: Gravel-Bed Rivers: Processes and Disasters, Oxford, UK: Wiley Blackwell, 209–233, doi: 10.1002/9781118971437.ch8, 2017.

Repetto, R., Tubino, M. and Paola, C.: Planimetric instability of channels with variable width, Journal of Fluid Mechanics, 457, 79-109, doi: 10.1017/S0022112001007595, 2002.

Rice, S., P., Church, M., Wooldridge, C., L. and Hickin, E., J.: Morphology and evolution of bars in a wandering gravel-bed river; lower Fraser River, British Columbia, Canada, Sedimentology, 56 (3), 709-736, doi: 10.1111/j.1365-3091.2008.00994.x, 2009.

Richardson, E. V., Simons, D. B. and Posakony, G. J.: Sonic depth sounder for laboratory and field use, Geological survey circular 450, 1961.

Rodrigues, S. : Dynamique sédimentaire et végétation: évolution de chenaux fluviatiles en Loire moyenne (France), Thèse de doctorat, Université de Tours, France, 2004.

Rodrigues, S. et Claude, N. : Le transport solide de la Loire : des sédiments sans cesse en mouvement, Géosciences, 12, 2010.

Rodrigues, S., Claude, N., Juge, P. and Breheret, J.G.: An opportunity to connect the morphodynamics of alternate bars with their sedimentary products, Earth Surface Processes and Landforms, 37 (2), 240-248, doi: 10.1002/esp.2255, 2012.

Rodrigues, S., Mosselman, E., Claude, N., Wintenberger, C. L., and Jugé, P.: Alternate bars in a sandy gravel bed river: generation, migration and interactions with superimposed dunes, Earth Surface Processes and Landforms, 40 (5), 610-628, doi: 10.1002/esp.3657, 2015.

Rodrigues, S., Le Hir, P., Moatar, F. et Claude, N. : Transferts de particules dans le continuum fluvio-estuarien, dans : La Loire fluviale et estuarienne, un milieu en évolution, Coord. Moatar, F. et Dupont, N., éditions Quae, Versailles, France, 2016.

Rouse, H.: Modern Conceptions of the Mechanics of Turbulence, Transactions of the American Society of Civil Engineers, 102, Paper No. 1965, 463–543, 1937.

Rubey, W. W.: Settling velocities of gravel, sand, and silt particles, American Journal of Science, Fifth Series, 25 (148), 325–338, doi: 10.2475/ajs.s5-25.148.325, 1933.

Santini, W. : Caractérisation de la dynamique hydro-sédimentaire du bassin de l'Ucayali (Pérou) par une approche intégrant réseau de mesures, télédétection, et modélisation hydrologique, Thèse de doctorat, Université Toulouse 3, France, 2019.

Schielen, R., Doelman, A. and de Swart, H., E.: On the nonlinear dynamics of free bars in straight channels, Journal of Fluid Mechanics, 252, 325-356, doi: 10.1017/S0022112093003787, 1993.

Schumm, S. A.: Evolution and response of the fluvial system, sedimentologic implications, Society of Economic Paleontologists and Mineralogists Spec. Publ. 31, 19-29, doi: 10.2110/pec.81.31.0019, 1981.

Schumm, S. A.: Patterns of alluvial rivers, Annual Review of Earth and Planetary Sciences, 13, 5-27, doi: 10.1146/annurev.ea.13.050185.000253, 1985.

Schuurman, F., Marra, W. A. and Kleinhans, M. G.: Physics-based modeling of large braided sand-bed rivers: Bar pattern formation, dynamics, and sensitivity, Journal of Geophysical Research: Earth Surface, 118 (4), 2509-2527, doi: 10.1002/2013JF002896, 2013.

Sear, D. A., Newson, M. D. and Thorne, C. R.: Guidebook of applied fluvial geomorphology, Thomas Telford, London, 2010.

Seminara, G. and Tubino, M.: Alternate bars and meandering: free, forced and mixed interactions, in Ikeda, S. and Parker, G., editors, River Meandering, American Geophysical Union, Water Resources Monograph, 12, 267-320, doi: 10.1029/WM012p0267, 1989.

Shields, A.: Application of similarity principles and turbulence research to bed-load movement, translated from “Anwendung der Aehnlichkeitsmechanilr undder Turbulenzforschung ad die Geschiebe - bewegung", Mitteilungen der Preussischen Versuchsanstalt fur Nassexbau nd Schiffbau, Berlin, by Ott, W. P. and van Uchelen, J. C., 1936

Shugar, D. H., Kostaschuk, R., Best, J. L., Parsons, D. R., Lane, S. N., Orfeo, O. and Hardy, R. J.: On the relationship between flow and suspended sediment transport over the crest of a sand dune, Río Paraná , Argentina, Sedimentology, 57 (1), 252-272, doi: 10.1111/j.1365-3091.2009.01110.x, 2010.

Simons, D. B., Richardson, E. V., and Nordin, C. F. Jr.: Bedload Equation for Ripples and Dunes, US Geol. Survey Prof. Paper 462-H, US Geological Survey, Washington, DC, doi: 10.3133/pp462H, 1965.

Simpson, M. R.: Discharge Measurements Using a Broad-Band Acoustic Doppler Current Profiler, United States Geological Survey, open-file report 01-1, 2001.

Siviglia, A., Stecca, G., Vanzo, D., Zolezzi, G., Toro, E., F. and Tubino, M.: Numerical modelling of two-dimensional morphodynamics with applications to river bars and bifurcations, Advances in Water Resources, 52, 243-260, doi: 10.1016/j.advwatres.2012.11.010, 2013.

Smith, J., D. and McLean, S., R.: Spatially averaged flow over a wavy surface, Journal of Geophysical Research, 82 (12), 1735-1746, doi: 10.1029/JC082i012p01735, 1977.

Stein, R.A.: Laboratory studies of total load and apparent bed load, Journal of Geophysical Research., 70 (8), 1831-1842, doi: 10.1029/JZ070i008p01831, 1965.

Struiksma, N., Olesen, K., W., Flokstra, C. and de Vriend, H., J.: Bed deformation in curved alluvial channels, Journal of Hydraulic Research, 23, 57–79, doi: 10.1080/00221688509499377, 1985.

Struiksma, N. and Klaassen, G. J.: On the threshold between meandering and braiding, in International Conference on River Regime, edited by W. R. White, John Wiley, Chichester, U. K., 107-120, 1988.

Sugny, C. : Centrale nucléaire de Belleville-sur-Loire : modèle sédimentologique de la Loire, essais complémentaires, rapport EDF E43/79-45, 1979.

Syvitski, J. P. M., and Milliman, J. D.: Geology, Geography, and Humans Battle for Dominance over the Delvery of Fluvial Sediment to the Coastal Ocean, The Journal of Geology, 15(1), 1-19, doi: 10.1086/509246, 2007.

Szupiany, R. N., Weibel, C. L., Guerrero, M., Latosinski, F., Wood, M. S., Ruben, L. D. and Oberg, K.: Estimating sand concentrations using ADCP-based acoustic inversion in a large fluvial system characterized by bi-modal suspended-sediment distributions, Earth Surface Processes and Landforms, 44 (6), 1295-1308, doi: 10.1002/esp.4572, 2018.

Tal, M. and Paola, C.: Dynamic single-thread channels maintained by the interaction of flow and vegetation, Geology, 35 (4), 347-350, doi: 10.1130/G23260A.1, 2007.

Tal, M. and Paola, C.: Effects of vegetation on channel morphodynamics: results and insights from laboratory experiments, Earth Surface Processes and Landforms, 35 (9), 1014-1028, doi: 10.1002/esp.1908, 2010.

Ten Brinke, W. B. M., Wilbers, A. W. E., and Wesseling, C.: Dune growth, decay and migration rates during a large magnitude flood at a sand and mixed sand-gravel bed in the Dutch Rhine river system, in: Fluvial Sedimentology VI, Vol. 28 of Special Publications, International Association of Sedimentologists, Blackwell Publishing, Oxford, 15–32, doi: 10.1002/9781444304213.ch2, 1999.

Thorne, P. D., Heathershaw, A. D., and Troiano, L.: Acoustic Detection of Seabed Gravel Movement in Turbulent Tidal Currents, Marine Geology, 54, M43-M48, doi: 10.1016/0025-3227(84)90035-5, 1984.

Thorne, P. D.: The measurement of acoustic noise generated by moving artificial sediments, Journal of Acoustical Society of Ameria, 78 (3), 1013–1023, doi: 10.1121/1.393018, 1985.

Thorne, P. D.: Laboratory and marine measurements on the acoustic detection of sediment transport, Journal of Acoustical Society of Ameria, 80(3), 899-910, doi: 10.1121/1.393913, 1986.

Thorne, P. D.: An overview of underwater sound generated by interparticle collisions and its application to the measurements of coarse sediment bedload transport, Earth Surface Dynamics, 2 (2), 531–543, doi: 10.5194/esurf-2-531-2014, 2014.

Tubino, M.: Growth of alternate bars in unsteady flow, Water Resources Research, 27 (1), 37-52, doi: 10.1029/90WR01699, 1991.

Tubino, M., Repetto, R. and Zolezzi, G.: Free bars in rivers, Journal of Hydraulic Research, 37 (6), 759-775, doi: 10.1080/00221689909498510, 1999.

Tuijnder, A. P., Ribberink, J. S. and Hulscher, S. J.: An experimental study into the geometry of supply-limited dunes, Sedimentology, 56 (6), 1713–1727, doi: 10.1111/j.1365-3091.2009.01054.x, 2009.

Unsworth, C., Nicholas, A. P., Ashworth, P. J., Best, J. L., Lane, S. N., Parsons, D. R., Sambrook Smith, G. H., Simpson, C. J. and Strick, R. J. P.: Influence of Dunes on Channel-Scale Flow and Sediment Transport in a Sand Bed Braided River, Journal of Geophysical Research: Earth Surface, 125 (11), e2020JF005571, doi: 10.1029/2020JF005571, 2020.

van den Berg, J. H.: Bedform migration and bed-load transport in some rivers and tidal environments, Sedimentology, 34, 681-698, doi: 10.1111/j.1365-3091.1987.tb00794.x, 1987.

van der Mark, C. F. and Blom, A.: A new and widely applicable tool for determining the geometric properties of bedforms, Civil Engineering & Manageement Research Report 2007R-003/WEM-002 ISSN 1568-4652, University of Twente, Enschede, Netherlands, 57 pp., 2007.

van der Mark, C. F., Blom, A. and Hulscher, S. J. M. H.: Quantification of variability in bedform geometry, Journal of Geophysical Research: Earth Surface, 113 (F3), doi: 10.1029/2007JF000940, 2008.

van Dijk, W. M., Teske, R., van de Lageweg, W. I. and Kleinhans, M. G.: Effects of vegetation distribution on experimental river channel dynamics, Water Resources Research, 49 (11), 7558-7574, doi: 10.1002/2013WR013574, 2013.

van Rijn, L. C.: Sediment Transport. Part I: Bed Load Transport, Journal of Hydraulic Engineering, 110, 1431-1456, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9429(1984)110:10(1431), 1984a.

van Rijn, L. C.: Sediment transport, part III: Bed forms and alluvial roughness, Journal of Hydraulic Engineering, 110 (12), 1733–1754, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9429(1984)110:12(1733), 1984b.

van Rijn, L. C., and Gaweesh, M. T. K.: New Total Sediment-Load Sampler, Journal of Hydraulic Engineering, 118 (12), 1686–1691. https://10.1061/(ASCE)0733-9429(1992)118:12(1686), 1992.

van Scheltinga, R. C. T., Coco, G., Kleinhans, M. G. and Friedrich, H.: Observations of dune interactions from DEMs using through-water structure from motion, Geomorphology, 359 (107126), doi: 10.1016/j.geomorph.2020.107126, 2020.

van Steeter, M. M. and Pitclick, J.: Geomorphology and endangered fish habitats of upper Colorado River, 1. Historic changes in streamflow, sediment load, and channel morphology, Water Resources Research, 34 (2), 287-302, doi: 10.1029/97WR02766, 1998.

Vanoni, V. A.: Measurement of critical shear stress for entraining fine sediments in a boundary layer, Report KH-R-7, W. M. Keck Laboratory of Hydraulics and Water Resources, California Institute of Technology, Pasadena, California, 1964.

Venditti, J., G. and Church, M.: Morphodynamics of small-scale superimposed sand waves over migrating dune bed forms, Water Resources Research, 41 (10), doi: 10.1029/2004WR003461, 2005.

Venditti, J., G., Nelson, P., A., Minear, J., T., Wooster, J. and Dietrich, W., E.: Alternate bar response to sediment supply termination, Journal of Geophysical Research, 117 (F2), doi: 10.1029/2011JF002254, 2012.

Vidal, J.-P., Thiéry, D., Habets, F., Garnier, J. et Moatar, F. : Trajectoires hydroclimatiques du bassin et impacts possibles, dans : La Loire fluviale et estuarienne, un milieu en évolution, Coord. Moatar, F. et Dupont, N., éditions Quae, Versailles, France, 2016.

Villard, P. V., and Church, M.: Bar and dune development during a freshet: Fraser River Estuary, British Colombia, Canada, Sedimentology, 52, 737-756, doi: 10.1111/j.1365-3091.2005.00721.x, 2005.

Villard, P., Church, M., and Kostaschuk, R.: Estimating bedload in sand-bed channels using bottom tracking from an acoustic Doppler profiler, in: Fluvial sedimentology VII, Vol. 35 of Special

Publications, International Association of Sedimentologists, Blackwell Publishing, Oxford, 197–209, doi: 10.1002/9781444304350.ch12, 2005.

Vörösmarty, C., McIntyre, P., Gessner, M., Dudgeon, D., Prusevich, A., Green, P., Glidden, S., Bunn, S. E., Sullivan, C. A., Reidy Liermann, C., and Davies, P. M.: Global threats to human water security and river biodiversity, Nature, 467, 555–561, doi: 10.1038/nature09440, 2010.

Voulgaris, G., Wilkin, M. P., and Collins, M. B.: The in situ passive acoustic measurement of shingle movement under waves and currents: instrument (TOSCA) development and preliminary results, Continental Shelf Research, 15 (10), 1195-1211, doi: 10.1016/0278-4343(94)00074-W, 1995.

Warmink, J. J.: Dune dynamics and roughness under gradually varying waves, comparing flume and filed observations, Advances in Geosciences, 39, 115-121, doi: 10.5194/adgeo-39-115-2014, 2014.

Welford, M., R.: A field test of Tubino's (1991) model of alternate bar formation, Earth Surface Processes and Landforms, 19 (4), 287-297, doi: 10.1002/esp.3290190402, 1994.

Wenz, G. M.: Acoustic ambient noise in the ocean: spectra and sources, The Journal of the Acoustical Society of America, 34, 1936, doi: 10.1121/1.1909155, 1962.

Wiberg, P. L.: Mechanics of bedload transport, Ph.D. thesis, School of Oceanography, University of Washington, Seattle, Washington, 1987.

Wilbers, A.: The development and hydraulic roughness of subaqueous dunes, Neth. Geogr. Stud, Fac. of Geosci., Utrecht Univ., Utrecht, Netherlands. 323, 224 pp., 2004.

Wilcock, P. R. and McArdell, B. W.: Partial transport of a sand/gravel sediment, Water Resources Research, 33 (1), 235-245, doi: 10.1029/96WR02672, 1997.

Williams, P., B. and Rust, B., R.: Sedimentology of a braided river, Journal of Sedimentary Petrology, 39 (2), 649-679, 1969.

Williams, R. D., Rennie, C. D., Brasington, J., Hicks, D. M., and Vericat, D.: Linking the spatial distribution of bed load transport to morphological change during high-flow events in shallow braided river, Journal of Geophysical Research: Earth Surface, 120, 604–622, doi: 10.1002/2014JF003346, 2015.

Wintenberger, C. L. : Dynamique fluviale et végétation pionnière à Salicaceae en rivière sablo-graveleuse. Etudes in et ex situ de la survie des semis durant les premiers stades de la succession biogéomorphologique en Loire Moyenne, Thèse de doctorat, Université de Tours, France, 2015.

Wintenberger, C. L., Rodrigues, S., Bréhéret, J.-G. and Villar, M.: Fluvial islands: First stage of development from nonmigrating (forced) bars and woody-vegetation interactions, Geomorphology, 246, 305-320, doi: 10.1016/j.geomorph.2015.06.026, 2015a.

Wintenberger, C. L., Rodrigues, S., Claude, N., Jugé, P., Bréhéret, J.-G. and Villar, M.: Dynamics of nonmigrating mid-channel bar and superimposed dunes in a sandy- gravelly river (Loire River, France), Geomorphology, 248, 185-204, doi: 10.1016/j.geomorph.2015.07.032, 2015b.

Wolman, M. G. and Miller, J. P.: Magnitude and Frequency of Forces in Geomorphic Processes, The journal of Geology, 68 (1), doi: 10.1086/626637, 1960.

Wren, D. G., Bennee, S. J., Barkdoll, B. D. and Kuhnle, R. A.: Variability in Suspended-Sediment Concentration over Mobile Sand Beds, Journal of Hydraulic Engineering, 131 (8), doi: 10.1061/(EGU)0733-9429(2005)131:8(733), 2005.

Wu, F-C., Shao, Y-C. and Chen, Y-C.: Quantifying the forcing effect of channel width variations on free bars: Morphodynamic modeling based on characteristic dissipative Galerkin scheme, Journal of Geophysical Research, 116 (F3), doi: 10.1029/2010JF001941, 2011.

Yalin, M.S.: Geometrical properties of sand waves. Journal of Hydraulic Division 90 (5), 105-119, 1964.

Zgheib, N., Fedele, J. J., Hoyal, D. C. J. D., Perillo, M. M. and Balachandar, S.: Direct numerical simulation of transverse ripples: 1. Pattern initiation and bedform interactions, Journal of Geophysical Research: Earth Surface, 123 (3), 448-477, doi: 10.1002/2017JF004398, 2018.

Zolezzi, G., Bertoldi, W. and Tubino, M.: Morphodynamics of bars in gravel-bed rivers: bridging analytical models and field observations, in Church, M., Biron, P., and Roy, A., G., Editors, Ashmore, P., Buffin-Bélanger, T., Bergeron, N. and Rennie, C., Associate editors, Gravel-bed rivers: processes, tools, environments, Oxford: Wiley-Blackwell, pp. 563, 2012.

Zomer, J., Y., Naqshband, S., Vermeulen, B. and Hoitink, A. J. F.: Rapidly Migrating Secondary Bedforms Can Persist on the Lee of Slowly Migrating Primary River Dunes, Journal of Geophysical Research: Earth Surface, 126, e2020JF005918. doi: 10.1029/2020JF005918, 2021.

Liste des communications scientifiques

Articles

Le Guern, J., Rodrigues, S., Geay, T., Zanker, S., Hauet, A., Tassi, P., Claude, N., Jugé, P., Duperray, A. and Vervynck, L.: **Relevance of acoustic methods to quantify bedload transport and bedform dynamics in a large sandy-gravel-bed river**, Earth Surface Dynamics, 9, 423-444, 2021.

Le Guern, J., Rodrigues, S., Tassi, P., Cordier, F., Wintenberger, C. L., and Jugé, P.: **How migrating bars influence the formation and dynamics of their peers in a straight channel of a large sandy-gravel bed river?**, Earth Surface Processes and Landforms, In review, 2021.

Communications orales

Le Guern, J., Rodrigues, S. et Tassi, P. : **Apports de l'hydrophone pour la quantification de la charge de fond des rivières sablo-graveleuses : la Loire aval**, 7 Septembre 2021, Séminaire on-line Dynamique hydrosédimentaire au sein du bassin de la Loire : Quantification et modélisation de la charge de fond, en ligne, 2021.

Le Guern, J., Rodrigues, S., Geay, T., Zanker, S., Hauet, A., Tassi, P., Claude, N. and Jugé, P. : **Pertinence des méthodes acoustiques pour la quantification du transport solide par charriage dans les grands cours d'eau sablo-graveleux**, 11 mars 2021, Webinaire TSMR-CFBR Transport sédimentaire : rivières et barrages réservoirs, en ligne, 2021.

Le Guern, J., Rodrigues, S. et Tassi, P. : **Compréhension des processus morphodynamiques et quantification des flux solides de la Loire en amont de l'estuaire**, Semaine de REV, Revue de projets recherche-gestion sur des problématiques du bassin de la Loire et ses affluents, 29 Septembre-2 Octobre 2020, Etablissement Public Loire, Orléans, France, 2020.

Le Guern, J., Rodrigues, S., Tassi, P., Jugé, P., Handfus, T., and Duperray, A.: **Initiation, growth and interactions of bars in a sandy-gravel bed river**, in: Book of Abstracts of the 11th Symposium on River, Costal and Estuarine Morphodynamics, 16–21 November 2019, Auckland, New-Zealand, 226 pp., 2019.

Le Guern, J., Rodrigues, S., Tassi, P. and Claude, N.: **A field approach to study interactions between bedforms of different scales**, 2nd meeting on bar morphodynamics, 17 April 2018, EDF R&D Lab Chatou, France, 2018.

Communications posters

Le Guern, J., Rodrigues, S., Tassi, P., Jugé, P., Handfus, T., Duperray,A., and Berrault, P.: **Influence of migrating bars on dune geometry**, in: Book of Abstracts of the 6th Marine and River Dune Dynamics conference, 1–3 April 2019, Bremen, Germany, 157–160, 2019.

Le Guern J., Rodrigues S., Jugé P., Handfus T., Wintenberger C-L., Bakyono J-P., Pene-Galand I., Imbert E.: **Contrôle morphologique du site de mesure sur les taux de transport par charriage en Loire moyenne.** Conference paper at Transport Solide et Morphodynamique des Rivières 2017, Lyon, France. November 2017.

Jules LE GUERN

Morphodynamique d'un lit fluviatile sablo-graveleux :

méthodes acoustiques de quantification de la charge de fond et analyse des interactions des formes du lit dans les chenaux ligériens

Cette opération est cofinancée par l'Union européenne. L'Europe s'engage en région Centre-Val de Loire avec le Fonds Européen de Développement Régional.

Résumé

L'aménagement des grands cours d'eau comme la Loire et l'exploitation de leurs ressources (sédiments, eau, biocénoses) ont contribué à déséquilibrer cet hydrosystème (incision, végétalisation). Des programmes de restauration sont mis en place pour contrer les dysfonctionnements associés aux actions anthropiques. Ces programmes nécessitent l'acquisition de connaissances relatives aux processus physiques impliqués dans la morphodynamique du fleuve. L'étude présentée dans ce manuscrit contribue à accroitre les connaissances sur le transit des sédiments et la dynamique du fleuve Loire. Le transport des sédiments de fond en amont de l'estuaire est quantifié à partir d'échantillonneurs. La comparaison avec des outils novateurs et non intrusifs (hydrophone, aDcp) permet d'envisager une optimisation de ce type de mesure. Le rôle morphogène des formes du lit a également été investigué (barres et dunes). Cette analyse souligne les interactions entre les formes du lit de même échelle (barres/barres), et les boucles d'actions/rétroaction entre les formes du lit de différentes échelles (barres/dunes).

Mots-clés : morphodynamique, barre sédimentaire, dune, transport solide, charriage, acoustique, interactions, déflection, lit sablo-graveleux.

Abstract

The anthropic influence and the exploitation of large rivers resources (sediment, water, etc.) have in part contributed to the imbalance of these hydrosystems (riverbed incision, vegetation). To counter the dysfunctions of hydrosystems, restoration programs have been set up. These programs require a deep knowledge of the physical processes involved in morphodynamics. The study presented in this manuscript contributes to increase the knowledge on sediment transport and Loire River dynamics. The bedload transport is quantified upstream the estuarine reach from samplers. The comparison with a set of innovative and non-intrusive tools (hydrophone, aDcp) allows to consider an optimization of this type of measurement. The morphogenic role of bedforms is also investigated (bars and dunes). This analysis contributes to a better understand interactions between bedforms at the same space scale (bars/bars), and the action/feedback loops between bedforms of different space scales (bars/dunes).

Keywords: morphodynamics, bar, dune, sediment transport, bedload, acoustics, interactions, deflection, sandy-gravel-bed.