



HAL
open science

Guide technique pour la mesure et la modélisation du transport solide

B. Camenen, Gabriel Melun

► **To cite this version:**

B. Camenen, Gabriel Melun. Guide technique pour la mesure et la modélisation du transport solide. Office français de la Biodiversité, 2021. hal-03559625

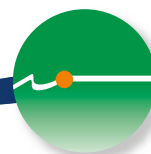
HAL Id: hal-03559625

<https://hal.science/hal-03559625v1>

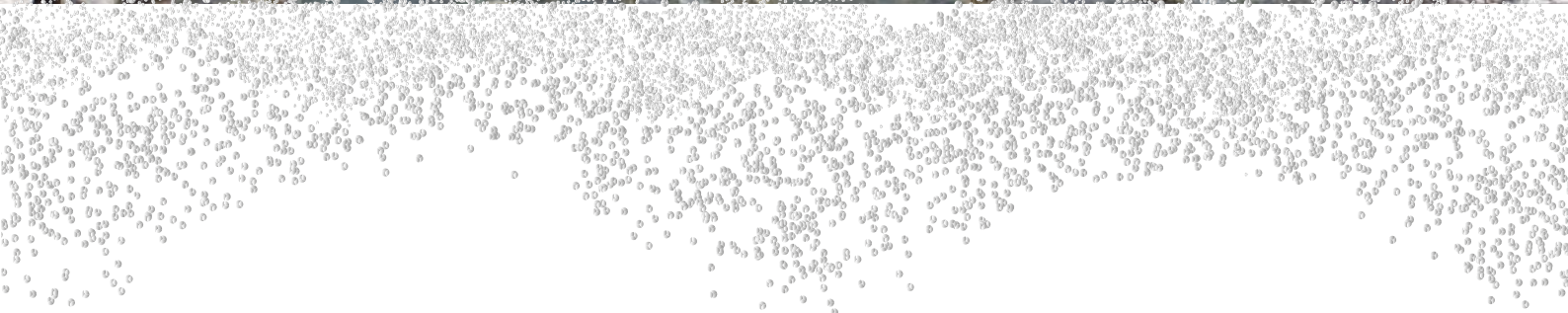
Submitted on 2 Mar 2022

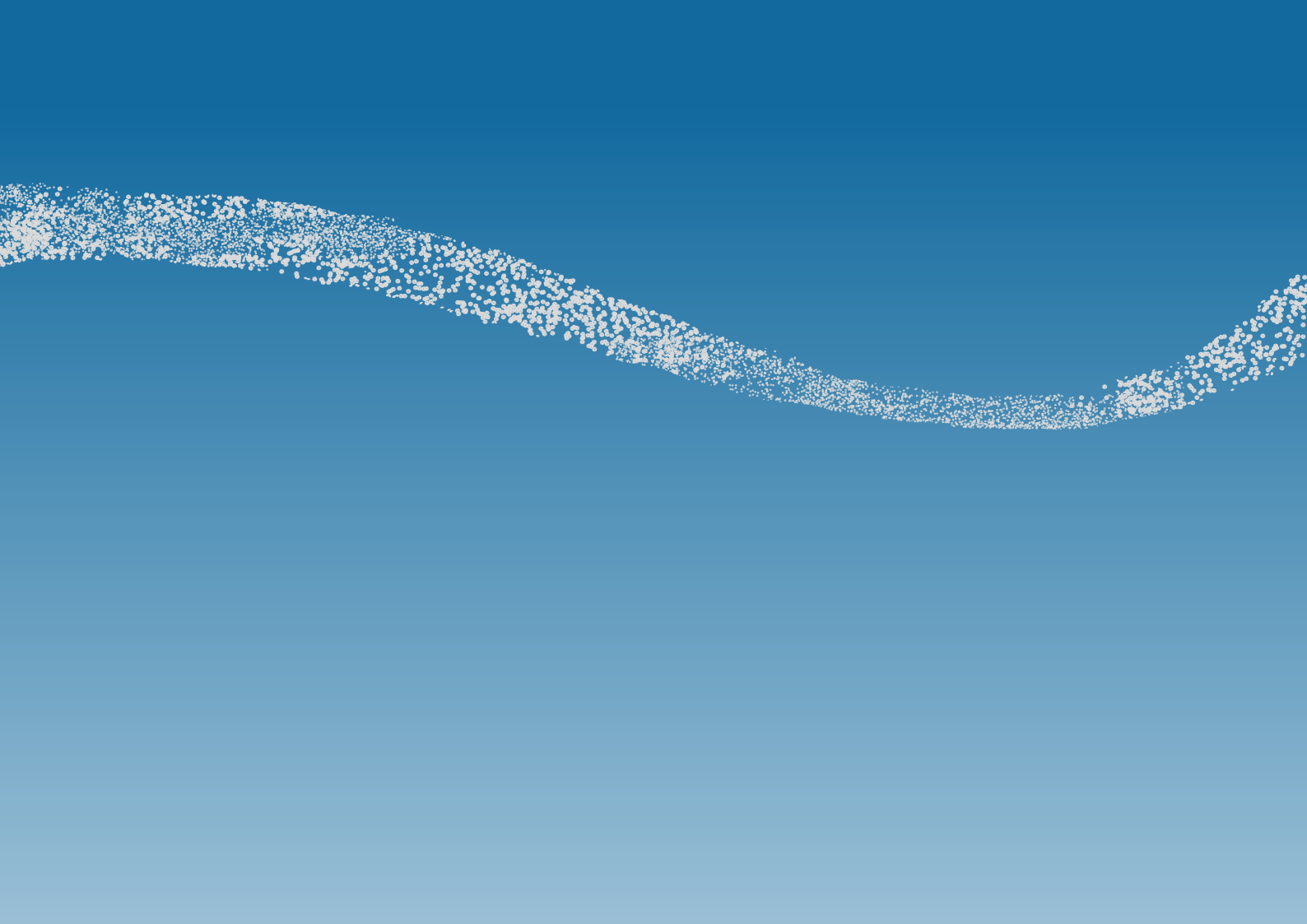
HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

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



Guide technique pour la mesure et la modélisation du transport solide





Depuis le 1^{er} janvier 2020, l'Agence française pour la biodiversité (AFB) et l'Office national de la chasse et de la faune sauvage forment **l'Office français de la biodiversité (OFB)**. Cependant, dans cet ouvrage, s'agissant de travaux et réflexions menés avant janvier 2020, la référence à l'AFB a été conservée.

Depuis le 1^{er} janvier 2020, l'Institut national de la recherche agronomique (Inra) et l'Institut national de recherche en sciences et technologies pour l'environnement et l'agriculture (Irstea) forment **l'Institut national de recherche pour l'agriculture, l'alimentation et l'environnement (INRAE)**.

Cependant, dans cet ouvrage, s'agissant de travaux et réflexions menés avant janvier 2020, les références à l'Inra et à Irstea ont été conservées.

Ce guide est téléchargeable sur le portail technique de l'OFB (<https://professionnels.ofb.fr/fr/node/829>) ainsi que sur le portail partenarial *les documents sur l'eau et la biodiversité* (www.documentation.eauetbiodiversite.fr).



Guide technique pour la mesure et la modélisation du transport solide



Auteurs

Benoît Camenen, INRAE

Gabriel Melun, OFB



Avant-propos

Cet ouvrage a été réalisé dans le cadre de la convention de partenariat 2016-2018 AFB – Irstea (maintenant OFB et INRAE), au titre de l'action 6 « Élaboration d'outils et supports de formation pour l'évaluation et la modélisation de la géomorphologie et du transport solide ».

Cette action avait pour objectif de synthétiser et de favoriser la diffusion des connaissances en lien avec le transport solide tant d'un point de vue théorique qu'opérationnel.

Les informations contenues dans ce manuel proviennent d'origines diverses :

- sources bibliographiques : documents relatifs à l'hydraulique, l'hydrométrie, la métrologie, le transport solide et la morphologie ; tels que des ouvrages fondamentaux, cours, articles scientifiques, rapports et notes techniques spécialisés, normes françaises et internationales ;
- autres sources : observations et expériences de terrain, développements théoriques propres, remarques et critiques de techniciens spécialistes de la mesure du transport solide en rivière (Services de l'État, OFB, INRAE, etc.) ou d'utilisateurs potentiels du guide (agents de l'OFB).

Remerciements

Les auteurs tiennent à remercier les relecteurs qui ont permis de grandement améliorer la qualité du manuscrit (par ordre alphabétique) : Bénédicte Augeard, Céline Berni, Guillaume Dramais, Jean-Baptiste Faure, Frédéric Liébault, André Paquier, Alain Recking et Fabien Thollet.



Résumé et mots-clés

Les cours d'eau sont des entités dynamiques ; leur morphologie est directement liée au transport des particules solides sur leur lit. S'il est relativement aisé de mesurer l'état figé d'une rivière à un instant t (mesures topographique et bathymétrique), la mesure des flux et de la dynamique des fonds reste encore difficile et nécessite souvent une combinaison entre un nombre restreint de mesure et une modélisation.

Ce guide propose un état de l'art sur le transport solide et ses outils de mesure et de modélisation. Il se découpe en six chapitres : le premier reprend les bases de géomorphologie fluviale en présentant les caractéristiques d'une rivière. Dans le deuxième chapitre, est présenté un état de l'art en hydraulique fluviale appliquée au transport solide, tout particulièrement sur les contraintes exercées sur les particules et le début de mouvement. Les deux chapitres suivants sont consacrés au calcul analytique et à la mesure du transport solide par charriage et en suspension. Enfin, des propositions d'analyse de la dynamique sédimentaire et la présentation des outils de modélisation sont données dans un dernier chapitre.

Le transport solide se situe à l'interface de plusieurs disciplines incluant notamment l'hydraulique et l'hydromorphologie. Sa connaissance est aujourd'hui indispensable pour comprendre le fonctionnement physique des cours d'eau, répondre aux enjeux réglementaires et en lien avec le transport des sédiments (continuité), pour guider les orientations de gestion ou pour calibrer les travaux de restauration des cours d'eau.

Cet ouvrage est ainsi destiné aux gestionnaires, bureaux d'étude ou techniciens des collectivités, en proposant des bases scientifiques et techniques. Il peut aussi être utile pour les scientifiques, les enseignants et les étudiants dans le domaine de l'hydrologie et des sciences de la Terre.

Mots clés : transport solide, charriage, suspension, mesure, modélisation



Sommaire

1	Introduction	8
1.1	Généralités sur le transport solide et la morphologie des rivières	8
1.1.1	Qu'est-ce que le transport solide ?	8
1.1.2	Modes de transport en rivière	9
1.1.3	Transport solide et unités fonctionnelles des milieux fluviaux	9
1.2	Pourquoi étudier le transport solide ?	10
1.3	Le transport sédimentaire dans la réglementation	11
1.4	Le transport sédimentaire dans les missions techniques	12
2	Caractéristiques morphologiques d'une rivière	14
2.1	Dynamique fluviale et ajustements des rivières	14
2.1.1	Équilibre dynamique : la balance de Lane	14
2.1.2	Temps de réajustement morphologique	16
2.1.3	Origines des réajustements morphologiques	19
2.2	Forme des rivières	20
2.2.1	Principaux styles de rivière	20
2.2.2	Structures anthropiques et rivières anthropisées	23
2.3	Caractérisation des rivières	28
2.3.1	Caractérisation du profil en long	28
2.3.2	Caractérisation du profil en travers	29
2.3.3	Caractérisation de la forme en plan	30
2.3.4	Classifications hydromorphologiques	31
2.4	Mesures de la topographie et bathymétrie	35
2.4.1	Mesures ponctuelles : tachéomètre et station dGPS	35
2.4.2	Mesures globales : techniques synoptiques	36

2.5	Caractéristiques des matériaux	38
2.5.1	Forme et angularité d'une particule	38
2.5.2	Classification granulométrique	39
2.5.3	Courbe granulométrique	39
2.5.4	Porosité d'un lit	41
2.5.5	Vitesse de chute d'une particule	42
2.6	Mesures de la granulométrie	44
2.6.1	Granulométrie des sédiments fins	44
2.6.2	Granulométrie des sédiments grossiers	46
2.6.3	Utilisation de la photographie aérienne pour l'analyse de l'état de surface	49
3	Contraintes sur le fond des rivières et mise en mouvement des sédiments	50
3.1	Contrainte de cisaillement au fond	50
3.1.1	Qu'est-ce que la contrainte de cisaillement au fond ?	50
3.1.2	Contrainte moyenne	51
3.1.3	Contrainte hydrodynamique et profil des vitesses	52
3.1.4	Contrainte hydrodynamique et coefficients de frottement	53
3.2	Mise en mouvement d'une particule	54
3.2.1	Forces agissant sur une particule solide	54
3.2.2	Début d'entraînement des matériaux et paramètre de Shields	54
3.2.3	Influence de la pente du fond	55
3.2.4	Effet de l'étendue granulométrique sur la mobilité des sédiments	56
3.3	Formes sédimentaires et leurs impacts sur la dynamique hydro-sédimentaire	57
3.3.1	Formes de fond	57
3.3.2	Lien entre contraintes, modes de transport et formes de fond	59
4	Transport solide par charriage	62
4.1	Processus et modélisation	62
4.1.1	Phénomènes en jeu	62
4.1.2	Formulations semi-empiriques en local	62
4.1.3	Puissance spécifique appliquée aux cours d'eau	66
4.1.4	Formulations semi-empiriques en global	67
4.1.5	Quelle granulométrie utiliser pour le calcul du charriage ?	69

4.2	Mesure des flux charriés	70
4.2.1	Choix d'une section de mesure et fréquence des campagnes de mesure	70
4.2.2	Préleveurs de charriage	70
4.2.3	Méthodologie de mesure du charriage sur une section de cours d'eau	73
4.2.4	Pièges et trappes à sédiments	77
4.2.5	Suivi de dune	79
4.2.6	Méthodes acoustiques et sismiques	79
4.2.7	Autres ouvrages	81
4.3	Mesure de la dynamique particulaire	82
4.3.1	Outils de mesure de la dynamique particulaire	82
4.3.2	Intérêt d'un suivi particulaire	83
4.4	Mesure de la respiration d'un cours d'eau	85
4.4.1	Outils de mesure de la respiration d'un cours d'eau	85
4.4.2	Intérêt des mesures de la respiration d'un cours d'eau	86
5	Transport solide en suspension	88
5.1	Processus et modélisation	88
5.1.1	Phénomènes en jeu	88
5.1.2	Profil d'équilibre de concentration	89
5.1.3	Concentration de référence	90
5.1.4	Formulations semi-empiriques du transport solide par suspension	90
5.1.5	Formulations semi-empiriques du transport total	93
5.1.6	Suspension de lessivage	94
5.2	Mesure de la suspension graduée	95
5.2.1	Préleveurs de concentration	96
5.2.2	Préleveurs iso-cinétiques	97
5.2.3	Échantillonneurs de flux: bouteilles de Delft	99
5.2.4	Analyse des échantillons en suspension: problème de sous-échantillonnage	100
5.2.5	Méthodologie pour la mesure de la suspension graduée sur une section de cours d'eau	101
5.2.6	Méthodes de mesure optiques et acoustiques	102
5.3	Mesure de la suspension de lessivage	104
5.3.1	Station hydro-sédimentaire	104
5.3.2	Recommandations	106
5.3.3	Intérêt des stations hydro-sédimentaires	106

6	Analyse et modélisation de la dynamique sédimentaire	108
6.1	Établissement d'une courbe de tarage sédimentaire	108
6.1.1	Estimation des caractéristiques hydrauliques	108
6.1.2	Application de formules de transport par charriage et suspension graduée	110
6.1.3	Répartition des contraintes sur la section	110
6.1.4	Intérêts d'une courbe de tarage sédimentaire	110
6.2	Découpage en tronçons homogènes	112
6.2.1	Objectifs du découpage en tronçons homogènes	112
6.2.2	Caractérisation hydromorphologique	112
6.2.3	Méthodologies de découpage en tronçons homogènes	113
6.2.4	Apport de la sectorisation pour l'analyse	114
6.2.5	Application à la construction de bilans sédimentaires	115
6.3	Modèles numériques	115
6.3.1	Généralités	115
6.3.2	Données d'entrée	116
6.3.3	Modélisation de l'écoulement en 1D	117
6.3.4	Capacité de transport et transport solide	119
6.3.5	Modélisation du transport solide et des évolutions des fonds en 1D	120
6.3.6	Modélisation bi et tri-dimensionnelles	123
6.4	Modèles physiques	124
6.4.1	Utilisation des modèles physiques	124
6.4.2	Théorie des similitudes	125
7	Synthèse opérationnelle	127
7.1	Quelles mesures réaliser en fonction des objectifs de l'étude ?	128
7.2	Quelle méthode utiliser en fonction des objectifs de l'étude ?	131
7.3	Quelle modélisation réaliser en fonction des objectifs de l'étude ?	131
	Notations	133
	Glossaire	137
	Bibliographie	142



1 Introduction

1.1 Généralités sur le transport solide et la morphologie des rivières

1.1.1 Qu'est-ce que le transport solide ?

Le transport solide correspond au phénomène d'entraînement et de transport de matériaux solides par un écoulement liquide d'intensité suffisante. On y inclut généralement le transport de toute matière non-organique dans les cours d'eau, quelle que soit leur taille (argiles, limons, sables, graviers, galets, etc.). Graf et Altinakar (1993) ont proposé la définition suivante : « L'écoulement d'eau sur un fond mobile peut se charger de sédiments ; un mélange eau-sédiments se déplace alors le long du cours d'eau. Ce mouvement des sédiments (érosion, transport, dépôt) modifie l'écoulement, mais aussi le fond du lit, donc sa cote, sa pente et sa rugosité. Cette interaction entre l'eau et les sédiments conduit à un **problème couplé**. » Cette interdépendance entre l'écoulement liquide et l'écoulement solide reste très complexe, car dépendante de très nombreux paramètres qui varient à la fois dans le temps (l'hydrologie, la « charge sédimentaire » ou le « stock alluvial » présente dans le sous-bassin amont, les changements climatiques, etc.) et dans l'espace (la pente du lit, les caractéristiques granulométriques, le contexte géomorphologique, la végétation présente dans le fond de vallée et sur les versants, etc.).

Les études du transport solide nécessitent donc généralement de nombreuses simplifications et hypothèses pour pouvoir y appliquer des modèles et autres formules semi-empiriques valables dans des domaines d'application restreints. Concernant la mesure, le transport solide se définit comme une quantité de sédiments se déplaçant au travers d'une section donnée d'un cours d'eau pendant un temps défini. Cette quantité peut être exprimée en volume (m^3/s , m^3/h , m^3/an ou Mm^3/an), ou en masse (kg/s , kg/h , t/an ou Mt/an).

Selon son intensité l'écoulement liquide peut entraîner l'**érosion** (mise en mouvement), le **transport** ou le **dépôt** de particules sédimentaires. Hjulström, (1935) a proposé une représentation graphique de l'organisation de ces trois domaines en fonction de la vitesse de l'écoulement et la taille des matériaux (Fig. 1.1).

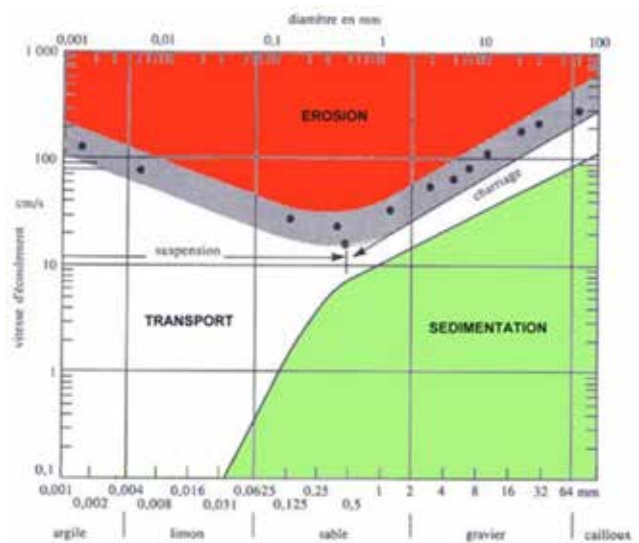


Figure 1.1. Courbe de Hjulström (1935) qui propose une répartition des trois phases du transport solide : l'érosion (mise en mouvement), le transport et le dépôt ; en fonction de la taille des particules et de la vitesse d'écoulement.

1.1.2 Modes de transport en rivière

Il existe deux principaux modes de transport (Fig. 1.2) : le charriage et la suspension.

- Le **charriage** (*bedload*) est défini comme l'ensemble des sédiments se déplaçant sur le fond du lit de la rivière par glissement, roulement, ou petits sauts (*saltation*). Il concerne donc généralement les sédiments plus grossiers (sables grossiers, graviers, galets, cailloux, pierres, blocs), qui, sous l'effet de leur poids, restent en contact plus ou moins régulier avec le fond du lit.
- La **suspension** (*suspended-load*) désigne quant à elle l'ensemble des sédiments se déplaçant dans la colonne d'eau avec une vitesse proche de la vitesse de l'eau (Malavoi *et al.*, 2011; Rodrigues *et al.*, 2013). Elle concerne donc les sédiments plus fins (argiles, limons, sables) et les particules de densité plus faible, qui peuvent être maintenus dans la colonne d'eau (la turbulence de l'écoulement compensant leur propre poids). On distingue aussi la **suspension de fond** (ou graduée – *suspended load*) de la **suspension de lessivage** (*wash load*). La suspension de fond est marquée par un équilibre avec les conditions hydrodynamiques locales. Elle correspond généralement à une suspension de sable dont la concentration est forte à proximité du fond du lit et tend à diminuer rapidement lorsque l'on s'éloigne du lit, en montant dans la colonne d'eau. Au contraire, la suspension de lessivage ne dépend que peu des conditions hydrodynamiques locales, mais découle principalement des conditions d'apports provenant de l'amont. Cette suspension de lessivage, composée principalement d'argiles et limons, peut être généralement considérée comme homogène à l'échelle de la section.

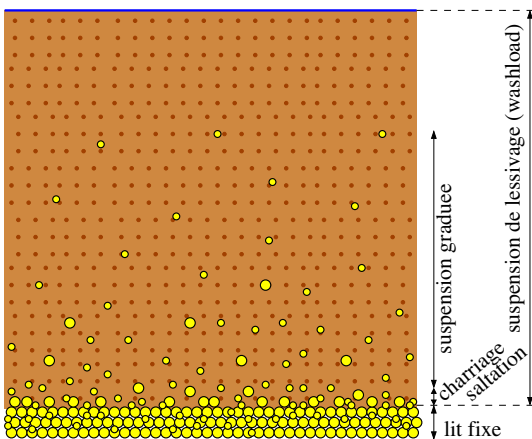


Figure 1.2. Schématisation sur la colonne d'eau des différents modes de transport solide en rivière.

Couramment, on parle de « **matières en suspension** » (**MES**) pour la suspension de lessivage. Il demeure cependant une ambiguïté sur l'inclusion ou non de la suspension graduée dans les MES. Aussi, le terme « **charge de fond** » désigne l'ensemble des sédiments transportés avec un équilibre direct avec les conditions hydrodynamiques locales, et inclut donc charriage et suspension graduée.

La distinction entre les modes de transport peut se faire selon la taille des particules et leur capacité à se consolider ou non (caractère cohésif). Dans la littérature, on trouve une limite supérieure pour les sédiments cohésifs variant entre $d = 40 \mu\text{m}$ et $d = 100 \mu\text{m}$ (Migniot, 1982; van Rijn, 1993). La courbe d'Hjulström (Fig. 1.1) met bien en évidence l'effet de la cohésion des particules limoneuses ou argileuses, moins sensibles à l'érosion que les sables.

Il existe d'autres modes de transport solide moins courants et dont on ne discutera pas dans ce document. Ils correspondent principalement aux écoulements hyperconcentrés (courant de densité, lave torrentielle, etc.).

1.1.3 Transport solide et unités fonctionnelles des milieux fluviaux

En fonction du débit et donc du niveau d'eau, le transport solide apparaît sur une portion de la section de la rivière plus ou moins large. La Figure 1.3 présente un schéma d'une rivière avec plusieurs chenaux, dans laquelle on peut distinguer :

- le **lit mineur**, qui est en général défini comme le lit non végétalisé, où l'écoulement s'effectue la majeure partie du temps. Il se trouve en eau pour des débits compris entre le débit d'étiage et le débit de plein bord, soit de largeur B (ou $B1 + B2$ dans le cas de la présence d'une île) ;
- le **lit moyen** (ou lit majeur actif) est distingué sur des critères hydrauliques. Il inclut en plus du lit mineur, les bancs et îles plus ou moins végétalisés et est en eau pour les forts débits. La direction moyenne de l'écoulement est supposée identique dans les lits mineur et moyen et correspond à la direction de la pente moyenne de la rivière. Il est à noter que les géomorphologues ne parlent souvent que de lit mineur (et incluent ainsi le lit moyen dans le lit mineur). En contexte naturel, la limite du lit moyen (ou mineur pour les géomorphologues) correspond au haut des berges ; cette hauteur d'eau est donc atteinte par le débit dit « de plein bord » pour lequel le chenal est totalement rempli d'eau, et au-delà duquel se produit un débordement vers la plaine d'inondation. Le débit de plein bord est un débit caractéristique essentiel dans l'étude du transport solide dans le cas des rivières naturelles (non artificialisées). C'est ce débit qui « sculpte » la géométrie moyenne de la section hydraulique. On admet généralement que pour les rivières tempérées, le débit de plein bord présente une récurrence comprise entre 1,5 ans et 2 ans (Leopold et Wolman, 1957; Richard, 1982; Bravard et Petit, 2000; Wilkerson, 2008). Dans le cas de rivières anthropisées, la limite haute du lit moyen correspond aux digues de protection ; le concept de débit de plein bord n'y est par contre plus valable ;

- la **bande active**, se distingue sur des critères morphologiques. Elle correspond à la largeur du lit pouvant être mobilisée ($BA \approx B$). Elle inclut donc « des bancs peu ou pas végétalisés, remaniés et rajeunis par des événements hydrologiques de fréquence moyenne à forte (entre la crue annuelle et la crue biennale environ) » (Bravard, 1986). Cette bande active, qui peut donc s'étendre au-delà des marges externes du lit mineur, constitue **l'enveloppe principale du stockage temporaire et du transport des sédiments**. Elle se repère aisément sur les lits « actifs » (notamment les rivières en tresses), c'est-à-dire marqués par un transport sédimentaire important et régulier. La végétation pérenne constitue un bon indicateur des limites de la bande active. À un instant donné, la largeur effectivement active est la largeur où le transport solide peut apparaître ($B_{LA} = B_{L1} + B_{L2}$) ;
- le **lit majeur** (ou plaine alluviale, plaine d'inondation), qui est mis en eau lors des crues débordantes (qui s'étendent au-delà du lit moyen), par des crues fréquentes à rares (ou exceptionnelles). Cette plaine d'inondation se construit sur le temps long par l'accumulation successive, au fil des crues et des débordements, des dépôts alluviaux. En contexte naturel, les limites externes du lit majeur correspondent donc aux versants qui bordent la plaine alluviale. Le lit majeur peut également être bordé par des terrasses alluviales, qui témoignent d'une activité fluviale ancienne et disparue. On trouve, dans la plaine alluviale, différents marqueurs de l'activité fluviale actuelle ou récente (formes relictuelles) : bras morts ou secondaires, chenaux de crues, forêt alluviale, zone de marais ; qui traduisent la forte connectivité et l'interdépendance entre les unités fonctionnelles de l'hydrosystème. Dans le cas de rivières anthropisées, le lit majeur se situe au-delà des digues de protection. L'écoulement dans le lit majeur peut avoir une direction totalement différente de celle des lits mineur et moyen.

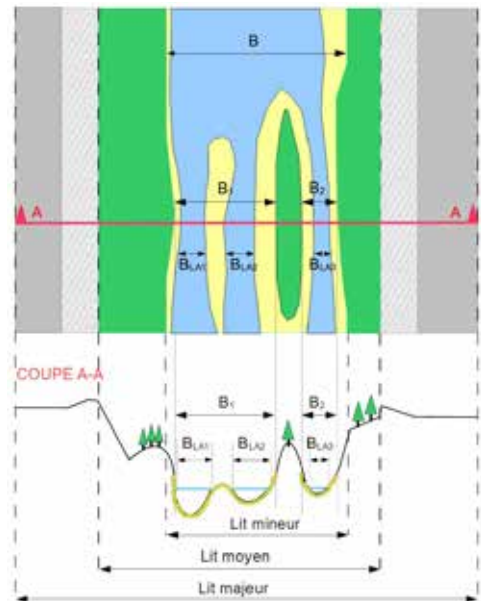


Figure 1.3. Schématisation d'une section de rivière et définition des différents lits.

Les flux de sédiments charriés (matrice sablo-graveleuse) au fond des cours d'eau, déterminent directement les évolutions morphologiques des rivières et de leurs marges riveraines, en interactions avec la végétation. Ces évolutions conditionnent à leur tour la mosaïque d'habitats physiques disponibles pour les biocénoses, et constituent donc un enjeu écologique très fort. En effet, chaque organisme aquatique présente ses propres préférences hydromorphologiques (nature du substrat, vitesse d'écoulement, hauteur d'eau, etc.) en fonction des phases successives de son cycle de vie (Souchon, 2002). **Les débits liquides et solides sont des éléments structurants essentiels de la vie des cours d'eau.**

1.2 Pourquoi étudier le transport solide ?

Le débit solide constitue une composante essentielle de la morphologie des cours d'eau et de la stabilité de cette morphologie. Comprendre et caractériser le transport solide et la morphodynamique des rivières est ainsi fondamental pour appréhender les principales variations liées aux évolutions des fonds et leurs effets. Ces modifications de la géométrie du lit résultent de processus d'érosion (incision du lit, érosion de berges) ou de dépôt (exhaussement du lit). Leurs conséquences sont avant tout morphologiques, mais comprennent de fortes implications piézométriques (Sear *et al.*, 1999 ; Bayani, 2008) et écologiques (Pitlick et Van Steeter, 1998 ; Malavoi et Souchon, 2002) plus ou moins problématiques et durables. Au-delà, les modifications hydromorphologiques ont également des conséquences sociétales, en lien avec la gestion des milieux aquatiques, des territoires riverains et des risques naturels (Arnaud-Fassetta *et al.*, 2009) (Tab.1.1).

Tableau 1.1 Exemples d'impacts physiques, écologiques et sociétaux potentiellement engendrés par des processus durables d'érosion et de dépôt sédimentaire dans un lit fluvial

Processus physiques	Impacts physiques	Impacts écologiques	Impacts sociétaux
Érosion	<ul style="list-style-type: none"> ■ Incision du lit ■ Abaissement du niveau limnimétrique (chenal) ■ Abaissement du niveau piézométrique (nappe alluviale) ■ Déconnexion des annexes hydrauliques ■ Disparition des macroformes (dunes, bancs) ■ Modifications des habitats 	<ul style="list-style-type: none"> ■ Dépérissement de la végétation riveraine ■ Glissement typologique ■ Érosion des biocénoses 	<ul style="list-style-type: none"> ■ Déstabilisation d'ouvrages d'art ■ Rupture de digues ■ Déconnexion des captages ■ Problème de navigation
Dépôt	<ul style="list-style-type: none"> ■ Exhaussement du lit ■ Suraccumulation sédimentaire ■ Colmatage / ensablement des fonds ■ Modifications des habitats 	<ul style="list-style-type: none"> ■ Enfouissement de la végétation du lit et des berges ■ Glissement typologique ■ Érosion des biocénoses 	<ul style="list-style-type: none"> ■ Risque inondation ■ Problème de navigation

Les études en lien avec la caractérisation du transport des sédiments se sont ainsi généralisées à partir du milieu du XIX^e siècle, période d'intense fonctionnalisation des cours d'eau (navigation, hydroélectricité, protection contre les inondations, etc.). Elles peuvent répondre à des questionnements **de recherche fondamentale**, afin de déterminer, dans différents contextes physiques, les seuils de mise en mouvement, les vitesses de propagation, les formes de transport ou les modalités de dépôts des particules sédimentaires.

Elles permettent également de répondre à des besoins de **connaissance opérationnelle**, en appui à la gestion et à l'usage des milieux aquatiques. Il peut s'agir de travaux sur les impacts d'un aménagement (endiguement, enrochement, ouvrage transversal), tels que les processus d'engravement de retenues ou de déstabilisation d'ouvrages d'art. L'étude du transport solide permet également de mesurer l'efficacité d'opérations de restauration ou de réhabilitation des milieux (réinjection sédimentaire, rétablissement de la continuité). Les sédiments étant des « supports » de la vie aquatiques, leur étude est également essentielle en amont de certaines **études écologiques** afin de déterminer **les caractéristiques et la fonctionnalité des habitats aquatiques**, du lit comme des marges alluviales. Le transport solide doit ainsi être abordé dans le cadre du suivi et de l'étude de la fonctionnalité des frayères.

Les études menées concernent principalement les sédiments grossiers (transport par charriage), notamment parce qu'il est plus morphogène et biogène. L'étude du transport des sédiments fins répond toutefois à certains objectifs particuliers, en lien notamment avec le **transfert de polluants** (qui se fixent sur les particules les plus fines), le risque de **colmatage** des substrats, ou l'**envasement** d'axes fluviaux navigués.

La **modélisation numérique** permet dans le même temps d'appréhender de manière prospective le devenir des principales caractéristiques liées au transport solide - et donc à la morphologie du lit - face à différents scénarios (épisodes hydrologiques, travaux en rivière, actions de restauration prévue, etc.). Ceci permet *in fine* de prévoir dans une certaine mesure les impacts hydromorphologiques ou écologique potentiels.

Des mesures des débits transitant, lors des crues notamment, en différents endroits du réseau hydrographique constituent des données très précieuses pour évaluer la dynamique des flux instantanés, et ainsi l'état d'équilibre du cours d'eau. Elles permettent aussi d'évaluer et caler des formules semi-empiriques de transport solide, qui offrent ensuite la possibilité de prédire plus fidèlement, par la modélisation, les évolutions morphologiques futures.

1.3 Le transport sédimentaire dans la réglementation

Le transport solide est l'un des éléments majeurs du bon fonctionnement des hydrosystèmes fluviaux du fait du lien étroit entre le cycle vital de la faune et la flore aquatique avec les habitats créés par les dépôts alluvionnaires. Le bon fonctionnement du transport sédimentaire est aujourd'hui inscrit comme un objectif significatif du droit de la gestion de l'eau et des milieux aquatiques :

- la directive cadre européenne sur l'eau (DCE)¹ de 2000, transposée en 2004², définit l'hydromorphologie comme élément de soutien à la biologie, nécessaire à prendre en compte dans l'évaluation du bon état écologique global des eaux. L'hydromorphologie au sens de la DCE distingue trois paramètres : **le régime hydrologique** (quantité et dynamique des écoulements, connexion aux eaux souterraines), **la continuité** (migrations des organismes aquatiques, continuité sédimentaire) et **les conditions morphologiques** (diversité des paramètres physiques : faciès, largeur, profondeur, structure du lit et des rives, etc.) ;
- l'article R. 212-47 du code de l'environnement relatif aux schémas d'aménagement et de gestion des eaux (SAGE) prévoit que « le règlement du SAGE peut édicter les règles nécessaires afin d'améliorer le transport naturel des sédiments et d'assurer la continuité écologique, fixer des obligations d'ouverture périodique de certains ouvrages hydrauliques fonctionnant au fil de l'eau figurant à l'inventaire prévu au 2° du I de l'article L. 212-5-1. ; ».
- l'article L. 214-17 du code de l'environnement relatif aux classements de cours d'eau prioritaires pour la continuité écologique prévoit que soit établie pour chaque bassin ou sous-bassin, « une liste de cours d'eau, parties de cours d'eau ou canaux dans lesquels il est nécessaire d'assurer le **transport suffisant** des sédiments et la circulation des poissons migrateurs ». Tout ouvrage doit y être géré, entretenu et équipé selon des règles définies par l'autorité administrative, en concertation avec le propriétaire ou, à défaut, l'exploitant ;
- l'article R. 214-109 du code de l'environnement, en lien justement avec l'inscription du cours d'eau sur les listes prévues par l'article L. 214-17 fait référence à la notion de « **transport naturel** » des sédiments. Il précise : « Constituent un obstacle à la continuité écologique, dont la construction ne peut pas être autorisée sur les cours d'eau classés au titre du 1° du I de l'article L. 214-17, les ouvrages suivants : [...] Les ouvrages qui empêchent le bon déroulement du transport naturel des sédiments. » ;
- l'article 13 de l'arrêté ministériel de prescriptions techniques générales (APTG) du 11 septembre 2015³, applicable à l'ensemble des ouvrages faisant obstacle à la continuité écologique (rubrique 3.1.1.0 nomenclature IOTA annexée à l'art. R. 214-1 du code de l'environnement) prévoit que : « Dans le cas des barrages réservoirs et afin de réduire l'effet de l'artificialisation des débits et du **blocage du transport solide** sur la dynamique hydromorphologique en aval, le pétitionnaire peut être amené à réaliser des lâchers d'eau périodiques de manière combinée aux éventuelles dispositions de rétablissement du transport des sédiments. Ces lâchers sont destinés à réduire l'impact de l'absence de crues morphogènes naturelles de fréquence biennale, en créant des conditions de débit favorables à la restauration d'une dynamique hydromorphologique équilibrée. » En conséquence, les arrêtés préfectoraux d'autorisation ou de déclaration de ces ouvrages ont vocation à édicter toutes les prescriptions utiles et nécessaires au rétablissement de la continuité sédimentaire, précisant cette prescription générale nationale.

1.4 Le transport sédimentaire dans les missions techniques

Les principales missions techniques en relation avec le transport solide sont :

- l'analyse technique appliquée aux travaux en rivière ;
- l'analyse et le suivi de projets de restauration ou de réhabilitation morphologique des cours d'eau.

Dans ce contexte, **ce guide a pour objectif d'apporter des éléments pratiques de méthodologie pour la compréhension de la morphodynamique des rivières, la réalisation de mesures du transport solide et l'interprétation de mesures existantes**. Il s'adresse donc particulièrement aux professionnels chargés d'étude sur le transport des sédiments. L'ambition, tant sur le plan de la théorie que de la pratique, est de fournir une présentation rigoureuse, tout en restant simple et concrète, afin d'être accessible à des personnes non expertes. Son utilisation se conçoit en complément d'une bonne connaissance du milieu, acquise sur le terrain, et d'un accès à la documentation technique du matériel mobilisé.

1. Directive n° 2000/60/CE du 23/10/00 établissant un cadre pour une politique communautaire dans le domaine de l'eau.

2. Loi n° 2004-338 du 21 avril 2004 portant transposition de la directive 2000/60/CE du Parlement européen et du Conseil du 23 octobre 2000 établissant un cadre pour une politique communautaire dans le domaine de l'eau.

3. Arrêté du 11 septembre 2015 fixe les prescriptions techniques générales (APTG) aux installations, ouvrages, épis et remblais soumis à autorisation ou à déclaration en application des articles L. 214-1 à L. 214-3 du code de l'environnement et relevant de la rubrique 3.1.1.0 de la nomenclature annexée à l'article R. 214-1 du code de l'environnement.

Les éléments de contenu de cet ouvrage sont :

- des axes théoriques sur le transport solide, ses formes, ses manifestations et impacts ;
- des aspects méthodologiques de terrain (outils de mesure, méthodologies de mesure, coûts et finalités des mesures) ;
- des outils d'analyse et modélisation du transport solide (méthodes, estimation des flux moyens, découpage en tronçons homogènes, bilans sédimentaires, modélisation numérique).

Dans le cadre d'un projet avec l'Agence de l'eau Rhône Méditerranée Corse mais aussi grâce à l'implication de l'Institut national de recherche en sciences et technologies pour l'environnement et l'agriculture (Irstea)⁴, sur différents sites expérimentaux, plusieurs mesures de transport solide par charriage et/ou suspension ont été réalisées sur différents sites ayant chacun des particularités propres afin de préparer des méthodologies adaptées aux différents types de cours d'eau. Ce guide permet aussi de faire le bilan des compétences et expériences disponibles au niveau français. Il apparaît en effet que ces mesures restent peu pratiquées en France en particulier d'un point de vue opérationnel du fait des nombreuses difficultés pour mettre en œuvre les mesures. Une difficulté supplémentaire demeure la variabilité spatio-temporelle de la charge de fond y compris pour des conditions hydro-sédimentaires stables (Recking *et al.*, 2008). Les objectifs de ce guide se limiteront donc à l'estimation du débit solide moyen pour des conditions hydrauliques données. Il existe de nombreuses procédures généralement introduites aux États-Unis (*United States Geological Survey* - USGS) ayant abouti à quelques procédures ISO (ISO/DTR 9212, 2006; ISO/TS 3716, 2006; ISO 4363, 2002). L'apport de l'expérience de collègues scientifiques français a aussi permis de compléter ce travail.

4. Irstea est devenue INRAE - Institut national de recherche pour l'agriculture l'alimentation et l'environnement - en janvier 2020.

2 Caractéristiques morphologiques d'une rivière

La morphologie d'une rivière se caractérise dans les trois dimensions spatiales : longitudinale (profil en long), transversale (profil en travers) et en plan (style fluvial), ainsi que de par la qualité des matériaux qui composent son lit. Cette caractérisation permet de distinguer les tronçons de cours d'eau selon leur forme, d'en déduire les processus physiques qui influencent localement le transport sédimentaire, et de proposer finalement des typologies de tronçons, reposant sur différents paramètres physiques.

2.1 Dynamique fluviale et ajustements des rivières

2.1.1 Équilibre dynamique : la balance de Lane

De manière simplifiée, la dynamique fluviale peut être représentée comme une oscillation permanente autour d'une situation d'équilibre, déterminée par les deux **variables de contrôle** : le débit liquide Q et le débit solide Q_s (Fig. 2.1) ; elles-mêmes directement sous l'influence du climat, de la géologie et de la couverture du sol (végétation notamment). Les variables de contrôle, localement influencées par les variables d'ajustement (diamètre des sédiments d , et pente moyenne du fond du cours d'eau lf), vont directement conditionner la capacité de transport d'une part ($Q \times lf$) et la fourniture sédimentaire d'autre part ($Q_s \times d$) (Malavoi et Bravard, 2010 ; Malavoi et al., 2011), selon le principe de la balance de Lane (1955).

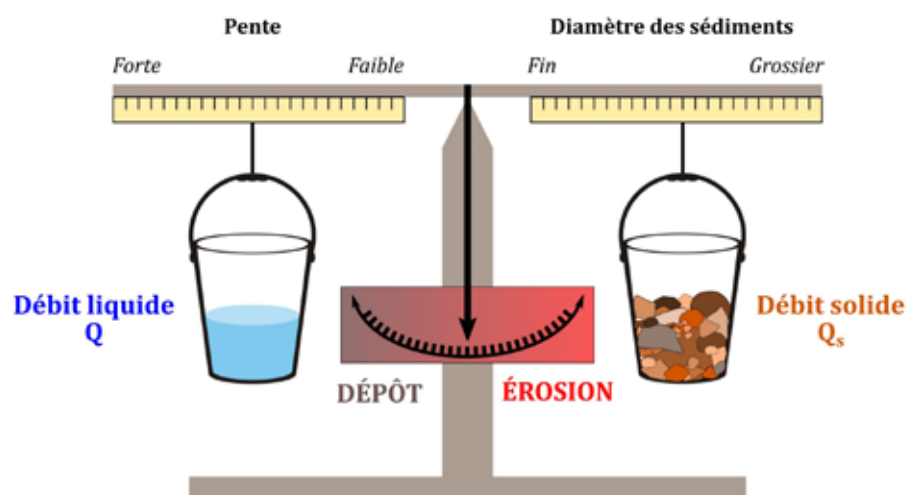


Figure 2.1. Principe de la balance de Lane (1955) : un équilibre dynamique entre s'établit perpétuellement entre les conditions de débit liquide et de débit solide, entraînant un ajustement de la morphologie du lit via des processus d'érosion ou de dépôt.

Un équilibre dynamique s'établit donc naturellement entre la capacité de transport et la fourniture sédimentaire. Cet équilibre entraîne un ajustement continu de la forme (morphologie) d'un cours d'eau en réponse aux fluctuations des variables de contrôle. Autrement dit, la modification des débits solide et liquide entraîne, par rétroactions, un réajustement morphologique en accord avec les nouvelles conditions de débits (Petts et Gurnell, 2005), qu'elles soient ponctuelles (lors d'une crue par exemple) ou plus durable (changement climatique par exemple). **La forme du cours d'eau s'ajuste en permanence à la capacité de transport et à la fourniture sédimentaire.**

Le système fluvial est donc un système ouvert et autorégulé, à « processus-réponse » (Bravard et Petit, 2000). La réponse morphologique se matérialise par la mise en place de processus physiques :

- d'érosion (lorsque la capacité de transport est $>$ à la fourniture sédimentaire) ;
- de dépôt (lorsque la fourniture sédimentaire est $>$ à la capacité de transport).

In fine, la réponse morphologique aux variations de débits se traduit spatialement par un ajustement de la rivière dans ses trois dimensions : longitudinale (profil en long), transversale (profil en travers) et en plan (style fluvial). Il s'agit des **variables de réponse**. Une rivière en déficit d'apport par rapport à sa capacité de transport sera ainsi sujette à des processus d'érosion et présentera peu de variabilité morphologique. À l'inverse, une rivière en excès d'apport présentera un exhaussement global et une forte diversité de formes sédimentaires (Fig. 2.2)

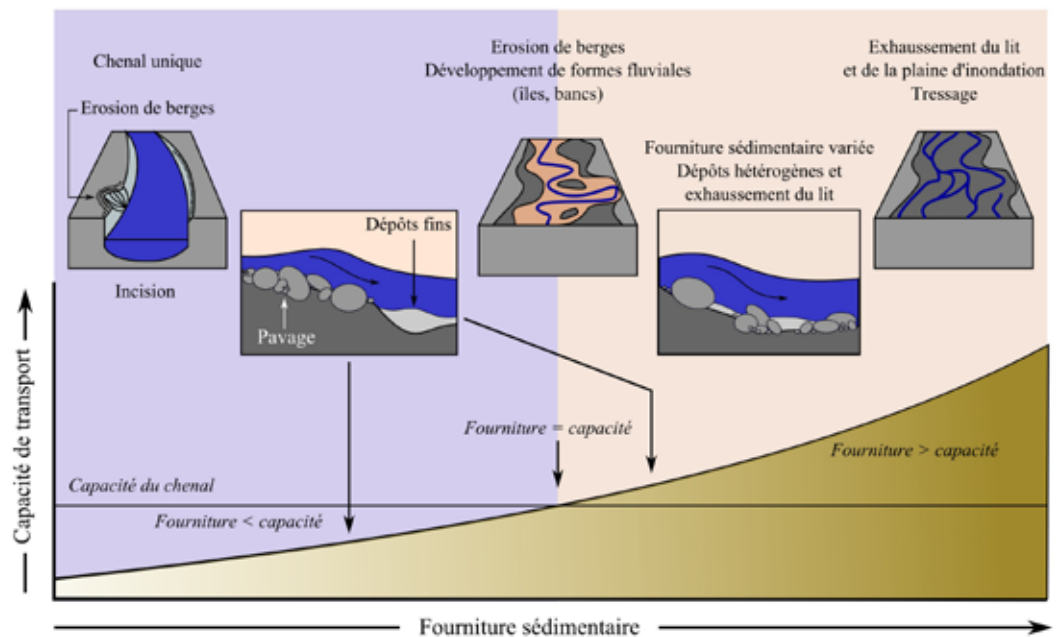
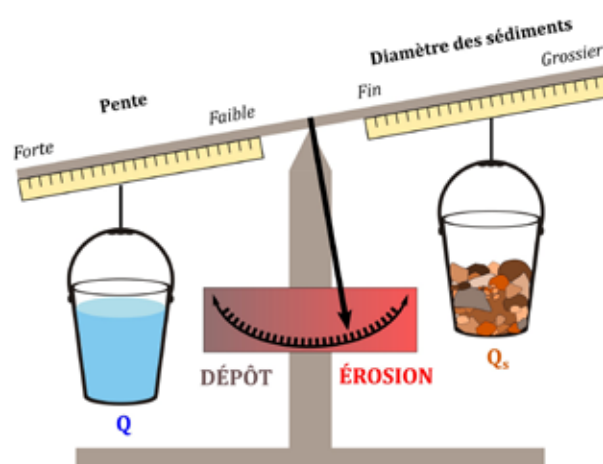


Figure 2.2. Adaptation morphologique du chenal en fonction de sa capacité et de la fourniture sédimentaire (d'après Grant et al., 2003, modifié).

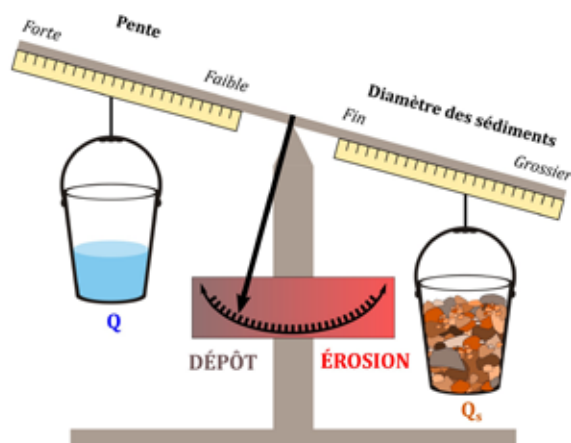


Exemple 1. Une forte crue (comme un épisode cévenol) entraîne une brutale augmentation du débit liquide (Fig. 2.3), c'est-à-dire de la capacité de transport. Ceci se traduit morphologiquement par le développement de processus d'érosion intenses dans le lit : la rivière « consomme du sédiment » pour disperser son surplus énergie. Dans le même temps, la pente moyenne (If) du tronçon tend à diminuer pour retrouver une situation d'équilibre.

Figure 2.3. Illustration du déséquilibre induit par une forte augmentation du débit liquide à l'origine de processus d'érosion.

Exemple 2. Un important glissement de terrain entraîne une forte augmentation de la fourniture sédimentaire dans un cours d'eau (Fig. 2.4). Son débit liquide n'a pas la capacité de transport suffisante pour évacuer l'ensemble des sédiments. La rivière exhausse son lit, ce qui se traduit dans le même temps par une augmentation de la pente, favorisant l'augmentation de l'énergie de l'écoulement et donc la reprise en charge des particules.

Figure 2.4. Illustration du déséquilibre induit par une forte augmentation du débit solide à l'origine de processus d'exhaussement du lit.



2.1.2 Temps de réajustement morphologique

La temporalité de la réponse morphologique d'un cours d'eau face à une perturbation dépend à la fois de ses caractéristiques propres - qui vont déterminer sa capacité de résilience - mais aussi de l'intensité et de la durée de la modification des variables de contrôle. On peut distinguer deux types de perturbations (Brunsden et Thorne, 1979, Brunsden, 1980 ; Sear, 1996 ; Knighton, 1998) :

- les perturbations pulsatives (*pulsed disturbances*) peu étendues dans le temps ;
- les perturbations graduelles (*ramped disturbances*) correspondant à des modifications plus durables.

Dans le premier cas, si les modifications sont de faible ampleur, le système reste relativement inchangé (*steady-state equilibrium*) et retrouve rapidement sa morphologie initiale (Fig. 2.5). Si les modifications sont brutales et intenses, le cours d'eau modifie momentanément sa morphologie, vers un nouveau style fluvial, avant de retrouver progressivement son état antérieur (Fig. 2.6A). Ce temps de retour vers la morphologie initiale peut cependant être long (décennal ou pluri-décennal) selon l'ampleur et l'intensité du bouleversement. Ce type d'ajustements pourrait être illustré par les crues torrentielles majeures comme celles ayant affecté la Vésubie, la Roya et la Tinée en octobre 2020. Enfin, si les modifications sont majeures et durables, un nouvel état d'équilibre se met alors en place après une transformation du style fluvial (Fig. 2.6B). Cette transformation est qualifiée de « métamorphose fluviale » (Schumm, 1977 ; Bravard et Petit, 2000).

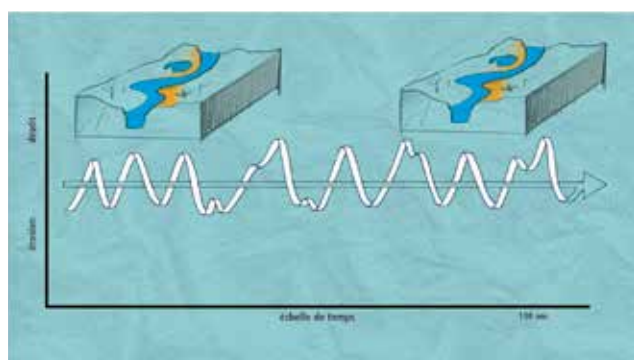


Figure 2.5. L'équilibre dynamique autour de conditions de débits moyennes fluctuantes (saisonnièrement par exemple) n'entraîne pas de modifications notoires et durables de la morphologie d'un cours d'eau (d'après Sear, 1996, in Malavoi et Bravard, 2010).

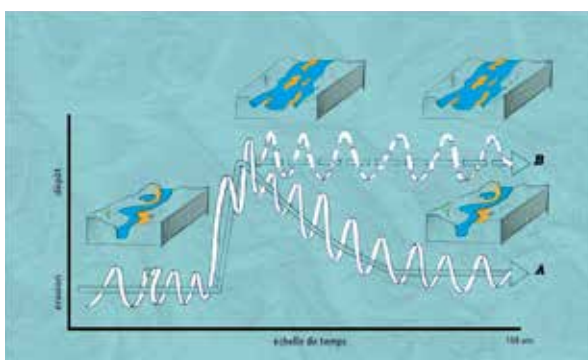


Figure 2.6. Lors d'un changement intense mais peu durable, le cours d'eau adopte temporairement une nouvelle morphologie (A) ; si le changement dans les conditions de débits sont durables, le cours d'eau s'oriente vers une nouvelle morphologie (B), c'est la métamorphose fluviale (d'après Sear, 1996, in Malavoi et Bravard, 2010).

Une métamorphose fluviale a par exemple marqué de nombreuses rivières alpines et périalpines à partir de la fin du XIX^e siècle (Bravard et Peiry, 1993 ; Liébault et Piégay, 2002 ; Liébault, 2003 ; Bravard et al. 2008 ; Piégay et al., 2009 ; Chapuis, 2012, Leclair, 2015). Cette métamorphose fluviale s'est caractérisée par une forte contraction des lits fluviaux (Fig. 2.7) et atténuation drastique du tressage à l'échelle régionale (Fig. 2.8).

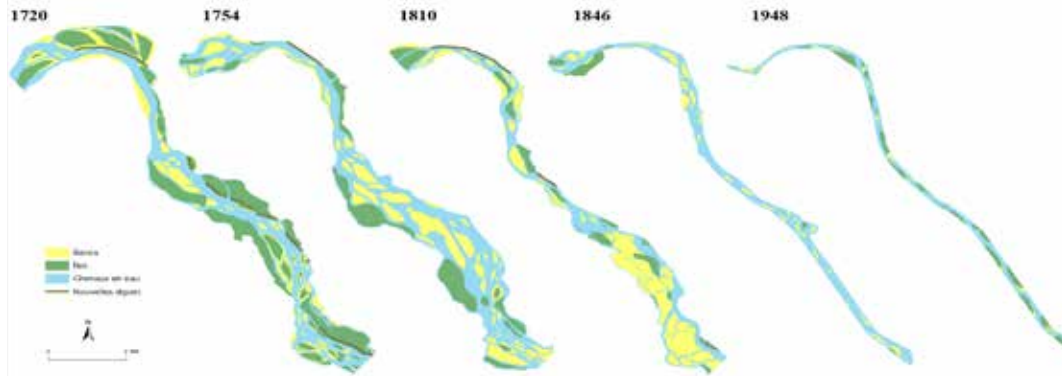


Figure 2.7. Illustration de la métamorphose fluviale ayant affecté la confluence Isère – Drac entre les XVIII^e et XX^e siècles. Le large lit en tresses, caractérisé par de nombreuses îles et bancs alluviaux se transforme progressivement en un chenal unique étroit et sinueux (Leclair, 2015).

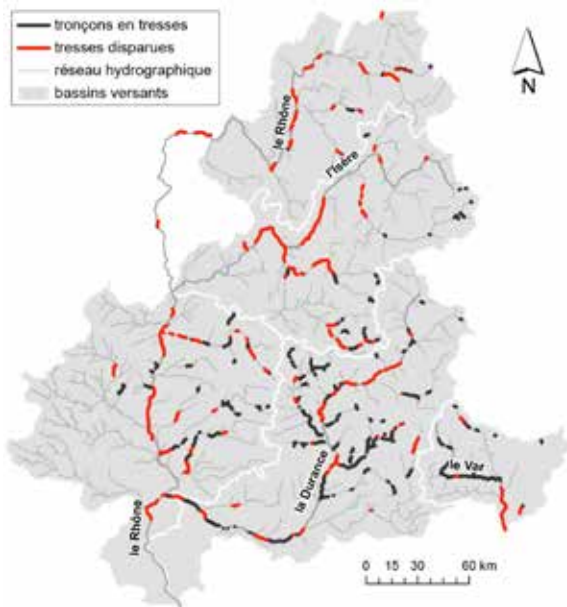


Figure 2.8. Rétraction des rivières en tresses à l'échelle régionale depuis le milieu du XIX^e siècle (d'après Piégay et al., 2009, in AERMC, 2019).

Les différentes variables morphologiques des lits alluviaux à fond mobile s'ajustent à différentes échelles de temps et d'espace (Schumm, 1977; Knighton, 1998 – Fig. 2.9). À l'échelle de la saison ou de la crue, les ajustements du fond résultent d'une mobilisation sédimentaire associée aux hystérésis du transport solide, dépendants de la nature de la charge sédimentaire (graviers/sables) et de l'évolution des formes du lit et à leur rétroaction sur l'écoulement (résistance de forme). Ces ajustements concernent donc tout préférentiellement les mésoformes (dunes sableuses) et les paramètres caractérisant la section transversale (Jackson, 1976, Knighton, 1984). À l'échelle pluriannuelle, les ajustements morphologiques relèvent notamment de la variabilité interannuelle du régime de crue (Doering et al., 2007) et concernent là encore le style fluvial et la géométrie du lit. À l'échelle décennale et séculaire, la dynamique fluviale rend essentiellement compte des évolutions liées aux variations du transport solide en réponse aux modifications climatiques ou anthropiques affectant les bassins versants dans leur globalité (Bravard et Peiry, 1993). À l'échelle pluriséculaire et millénaire, les ajustements découlent de changements de grande ampleur, drastiques et durables (évolution du climat, changement marqué de l'occupation des sols, etc.). Ils entraînent une modification globale de la pente et de la forme en plan du cours d'eau.

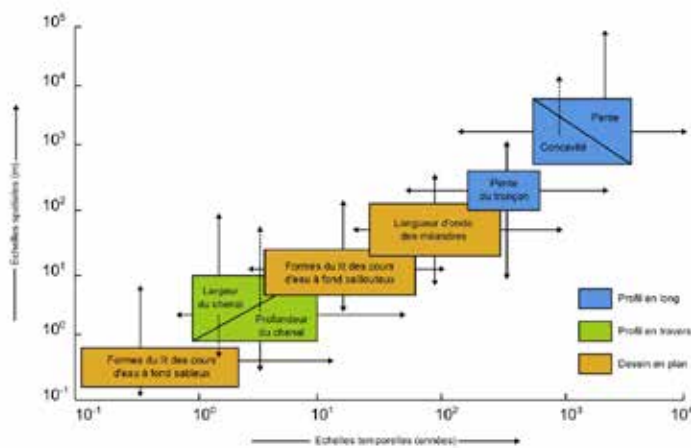


Figure 2.9. Échelles spatio-temporelles du réajustement des composantes hydromorphologiques du chenal (d'après Knighton, 1998).

2.1.2.1 Ajustement du profil en long

Dans un contexte donné, un cours d'eau ajuste son profil en long en réponse aux conditions moyennes de débits liquides et solides et aux variations altitudinales du niveau de base, aussi appelé « niveau de contrôle aval » (confluence, mer, lac, etc.). La réponse du profil en long est également localement dépendante des contrôles secondaires (granulométrie, végétation, pente et contraintes latérales de la vallée). Le temps d'ajustement du profil en long est généralement très étendu (Fig. 2.9) et directement dépendant des variations de débits liquide et solide (Hack, 1957 ; Brush, 1961 ; Charlton et al., 1978 ; Bravard et Petit, 2000). À l'échelle de milliers, voire de millions d'années, il se traduit par une **forme concave** caractéristique - on parle de **profil d'équilibre** - qui se traduit par une diminution de la pente vers l'aval.

L'ajustement morphologique du profil en long dépend également des variations du niveau de base. Si celui-ci « descend » ou « monte », pour des raisons naturelles ou anthropiques, le profil en long s'ajuste plus ou moins rapidement suivant des processus d'incision (érosion régressive) ou d'exhaussement (exhaussement régressif). L'abaissement du niveau marin (régression marine lors d'une période glaciaire par exemple) force les fleuves à « plonger », en incisant leur plancher alluvial, pour rattraper le niveau de base (Fig. 2.10). Les cours d'eau affluents de ces fleuves incisent par ricochet leur propre lit, pour rejoindre leur niveau de base (les fleuves). À l'inverse, lors d'une transgression marine, le niveau des mers remonte. Ceci force l'ensemble du réseau hydrographique (dans un premier temps les fleuves, puis leurs affluents) à ajuster leur profil en « remontant » (remblayant) leur plancher alluvial.

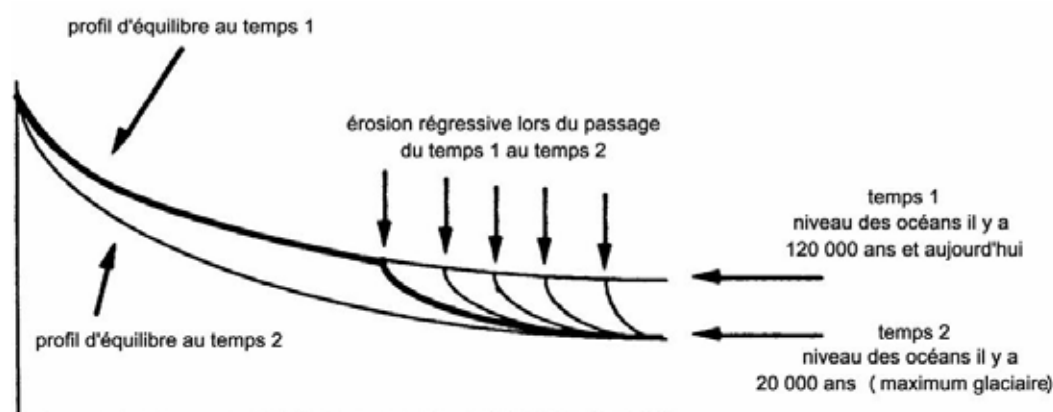


Figure 2.10. Illustration de l'ajustement du profil en long théorique d'un fleuve à l'abaissement du niveau marin (in Malavoi et Bravard, 2010).

2.1.2.2 Ajustement du profil en travers

Le temps d'ajustement de la forme du profil en travers est quant à lui assez court (Fig. 2.9) et avant tout dépendante des conditions débit liquide et notamment du débit « morphogène ». Ce débit n'est pas celui qui transporte le plus de matériaux (ce qui se produit lors des crues exceptionnelles) mais celui qui transporte le plus de matériaux au regard de sa capacité de transport et de sa fréquence d'occurrence. Ce débit est généralement assimilé au débit de plein bord qui va effectivement façonner la géométrie du lit mineur au gré des crues fréquentes successives (Knighton, 1998 ; Malavoi *et al.*, 2011). L'augmentation du débit vers l'aval entraîne une augmentation de la largeur (W) et de la profondeur (H_m) du lit suivant les principes de la géométrie hydraulique (Leopold et Maddock, 1953 ; Hey et Thorne, 1986) :

$$W = aQ^b \quad (2.1)$$

$$H_m = cQ^f \quad (2.2)$$

où a , b , c et f , sont des constantes empiriques fortement dépendantes des contextes régionaux (Schumm, 1960 ; Wilcock, 1971 ; Park, 1977). Si la forme d'une section transversale s'ajuste rapidement aux conditions de débit liquide, des variables de contrôle secondaires vont également influencer localement la réponse morphologique :

- les **caractéristiques granulométriques du lit et des berges** influencent la morphologie de la section en travers (Leopold et Maddock, 1953 ; Schumm, 1960 ; Bray, 1982 ; Hey et Thorne, 1986). Schumm (1960) met par exemple en évidence une forte corrélation entre l'augmentation du pourcentage de limons et d'argiles des berges et la réduction de la largeur du chenal (concomitante à l'augmentation de la profondeur du lit). Ceci traduisant directement le rôle de la cohésion des matériaux constitutifs du lit dans la forme de celui-ci. Huang et Warner (1995) soulignent également l'importance de la rugosité (dépendant de la charge de fond) sur la forme des chenaux. Les rivières sableuses, qui offrent une faible rugosité du fond, ajustent ainsi très rapidement leur gabarit ;
- la **végétation rivulaire** exerce des contraintes directement au niveau de la section transversale. Ces contraintes résultent notamment de la structuration par les systèmes racinaires qui « arment » les berges selon leurs caractéristiques propres (dépendantes des strates et des essences), et favorisent dans le même temps le piégeage d'une partie de la charge solide en transit sur les marges de la section lors des crues (peignage). D'une manière générale, la végétation contribue à réduire sa largeur et à augmenter sa profondeur (Tab. 2.1) ;
- la **forme de la vallée** influence également la forme de la section en travers puisque qu'elle conditionne l'emprise latérale disponible. De fortes contraintes de versants (vallée confinée), vont limiter l'expansion latérale du cours d'eau et tendre à réduire la largeur de son lit mineur (Malavoi, 2006). Inversement, les larges vallées rendent possible les migrations latérales du chenal actif au sein de la plaine alluviale et permettent une augmentation de sa largeur.

Tableau 2.1 Impacts de la végétation sur la morphologie du chenal (in Melun, 2012)

Auteur(s)	Largeur du lit		Profondeur du lit	
	Berges bien végétalisées	Berges peu ou pas végétalisées	Berges bien végétalisées	Berges peu ou pas végétalisées
Charlton <i>et al.</i> , 1978	L	1,3 L		
Hey et Thorne, 1986	L	1,8 L		
Millar et Quick, 1993	0,6 L	L	1,4 H	H
Merritt et Cooper, 2000	L	1,2 L		
Millar et Quick, 1998 in Degoutte, 2003	L	1,6 L	H	0,7 H

L et H sont respectivement les largeur et hauteur à plein bord.

2.1.3 Origines des réajustements morphologiques

La modification des conditions de débit (liquide et/ou solide) peut avoir une **origine naturelle**. Sur le court terme, une crue augmente par exemple temporairement le débit liquide, et donc la capacité de transport d'une rivière. Sur le plus long terme, une péjoration climatique (période climatique plus froide et humide), comme le Petit-Âge glaciaire (PAG), va modifier durablement les flux hydriques (augmentation de la capacité de transport) mais également les flux minéraux. Les débits solides augmentent effectivement sous l'influence de l'augmentation de la capacité de transport et de la réduction de l'emprise de la végétation dans les têtes de bassins versants qui, mises à nu, contribuent à l'augmentation de la fourniture sédimentaire depuis les versants (Bravard, 1989 ; Bravard *et al.* 1992).

La modification des conditions de débit peut également avoir une **origine anthropique**. La fonctionnalisation des fonds de vallées - particulièrement prégnante à partir du XVIII^e siècle - et les nombreux aménagements qui la caractérisent (endiguements, rectifications, ouvrages en travers, extraction, prélèvements, etc.) ont effectivement contribué à altérer significativement les conditions naturelles de débits liquide et solide. Une extraction ponctuelle de granulats va par exemple entraîner une réduction immédiate de la fourniture sédimentaire et donc localement favoriser des processus érosifs ; un barrage contraint l'écoulement liquide et solide. Il interrompt durablement le charriage, forçant des processus de dépôts (exhaussement du lit) en amont, et d'érosion en aval (incision du lit). Les captages et dérivations vont contribuer à réduire le débit liquide, favorisant les processus de dépôts sédimentaires par une réduction de la capacité de transport.

Pour reprendre l'exemple de la métamorphose fluviale généralisée des rivières alpines et périalpines, celle-ci résulte d'une combinaison de facteurs climatiques (fin du PAG) et anthropiques (reboisement des versants et travaux RTM - Restauration des terrains de montagnes -, endiguements, extractions, barrages, etc.). Ces changements ont effectivement concouru à la raréfaction globale de la charge sédimentaire dans les rivières, se traduisant notamment d'un point de vue hydromorphologique par leur forte incision (Peiry *et al.*, 1994 ; Piégay et Peiry, 1997 ; Landon, 1999 ; Malavoi, 2009 ; Laval *et al.*, 2015 ; Parrot, 2015), et une réduction drastique du style en tresses (Girel et Pautou, 1994 ; Peiry et Nouguier, 1994 ; Liébault et Piégay, 2002 ; Fruget, 2003 ; Piégay *et al.*, 2009 ; Provansal, *et al.*, 2014 ; Leclair, 2015).

À retenir La modification des débits liquide et/ou solide (variables de contrôle) peut être d'origine naturelle ou anthropique. Elle provoque un réajustement morphologique - ponctuel ou durable - du cours d'eau. Ce réajustement, localement dépendant de la qualité des sédiments qui composent le lit et de la végétation rivulaire, se matérialise par une modification de la morphologie longitudinale (profil en long), transversale (section en travers) et en plan (style fluvial) du lit (variables de réponse). Cette caractérisation permet de distinguer les tronçons de cours d'eau selon leur forme, d'en déduire les processus physiques qui influencent localement le transport sédimentaire, et de proposer finalement des typologies de tronçons, reposant sur différents paramètres physiques.

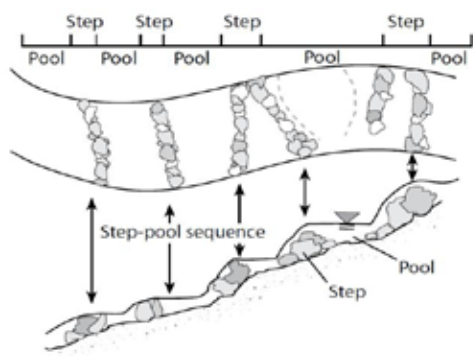
2.2 Forme des rivières

2.2.1 Principaux styles de rivière

Le style fluvial est une conséquence directe des paramètres de contrôle : pente, granulométrie, débit liquide et débit solide. Il constitue donc une traduction directe des processus en lien avec le transport sédimentaire (érosion, dépôt) et donc des ajustements en cours sur un tronçon de rivière. Le style fluvial peut être caractérisé simplement à partir d'une analyse cartographique ou de photographies aériennes, permettant de définir des paramètres morphométriques de base tels que la sinuosité, le nombre de chenaux, la longueur d'onde des méandres, la largeur et la surface de la bande active, la largeur du fond de vallée, le nombre d'îles et de bancs, etc. Nous présentons ici les principaux styles fluviaux rencontrés ainsi que leurs caractéristiques.

2.2.1.1 Lits en escaliers

Les lits en escaliers (*step-pool channels*) sont constitués d'une succession régulière de seuils naturels plus ou moins rapprochés « accrochés » aux berges et composés de sédiments grossiers, et de mouilles où les sédiments sont plus fins (Church et Zimmermann, 2007) (Fig. 2.11). Ce style caractérise généralement des lits à forte pente (torrents).

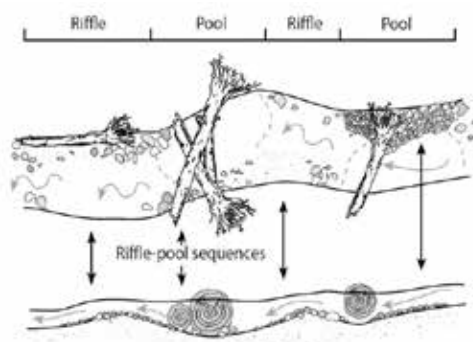


© J. Thiers, mapio.net

Figure 2.11. Représentation en plan (en haut) et longitudinale (en bas) des successions « seuils-mouilles » (d'après Church, 1992).

2.2.1.2 Lits en succession radiers - mouilles

Les successions radiers-mouilles (*riffle-pool channels*) caractérisent des lits où se succèdent (avec parfois une alternance rive gauche – rive droite) des secteurs où la pente s'accroît légèrement et la granulométrie augmente (radiers), et des secteurs de réduction de la pente et de la granulométrie (mouilles) (Fig. 2.12). Pour des débits courants, proches du module, les vitesses d'écoulement sont donc plus importantes sur les radiers, où l'écoulement peut être torrentiel, qu'au niveau des mouilles, où l'écoulement est fluvial (Leopold et Wolman, 1960 ; Lisle, 1979 ; Thompson *et al.*, 1999 ; Thompson and Hoffman, 2001 ; Harrison et Keller, 2007 ; Nelson *et al.*, 2010). Pour de nombreux géomorphologues, les lits en tresses, les lits à méandres et les lits divagants (voir plus loin) sont trois organisations en plan différentes des systèmes radiers – mouilles (Montgomery et Buffington, 1997).



© Spey Fishery Board

Figure 2.12. Représentation en plan (en haut) et longitudinale (en bas) des successions « radiers-mouilles » (d'après Church, 1992).

2.2.1.3 Lits à méandres

Les lits en méandres (*meandering channels*) sont caractérisés par une sinuosité marquée et continue (Fig. 2.13). Elle est entretenue par les phénomènes d'érosion de l'extrados (concavité du méandre), alors que l'intrados (convexité du méandre) présente généralement des formes de dépôt (on parle de bancs de convexité - *point bar*). Les rivières à méandres sont généralement des cours d'eau de plaine aux pentes moyennes ou faibles. On distingue généralement trois types de méandres :

- les **méandres confinés** au sein de vallées marquées par une érosion très lente du substrat (Ardèche, Sioule, Sarine, Meuse, Semois, l'Elbe)⁵ pouvant aller jusqu'à former un canyon (Colorado, San Juan River). La forme en plan y est figée par de fortes contraintes structurales ;
- les **méandres partiellement confinés** (ou contraints), caractérisés par le blocage latéral de tout ou partie des sinuosités par les contraintes de versants (Loue, Tarn, Ain) ;
- les **méandres libres** caractérisés par une dynamique très forte du lit malgré des pentes très faibles (Amazone, Seine, Cher, Marne). Le lit est le plus souvent constitué de sédiments fins (sables, limons, argiles) avec une certaine cohésion des berges liée à la présence de sédiments cohésifs (limons, argiles) ou de végétation.

En dehors des secteurs présentant de fortes contraintes latérales (gorges rocheuses), les méandres successifs sont mobiles et « migrent » vers l'aval en fonction des variables de contrôle (Van den berg, 1995 ; Malavoit et Bravard, 2010).



Figure 2.13. Exemples de rivières à méandres : la Sioule (Puy de Dôme), l'Allier (Val d'Allier).

2.2.1.4 Lits en tresses

Les lits en tresses (*braided channels*) sont caractérisés par des chenaux multiples divergents et convergents qui sont modifiés à chaque crue importante (Fig. 2.14). Le trait complémentaire caractérisant ces cours d'eau est la présence de nombreuses accumulations sédimentaires (bancs) qui aboutissent à la naissance de barres fluviales qui provoquent et maintiennent la divergence des écoulements (AERMC, 2019). Des îles peuvent également occuper le lit mineur. Ces îles sont peu végétalisées puisque toute végétation naissante dans le lit mineur est régulièrement arrachée (par la crue annuelle ou biennale), permettant un rajeunissement fréquent de la végétation alluviale (Tal et Paola, 2010). Les tronçons de rivières en tresses sont très majoritairement localisés dans les plaines intramontagnardes ou en position de piémont. Ils se caractérisent par 4 facteurs essentiels (Leopold et Wolman, 1957 ; Schumm, 1977 ; Bravard et Petit, 2000) :

- une **charge sédimentaire abondante**. Principalement graveleuse, cette charge sédimentaire est supérieure ou égale à la capacité de transport de la rivière ;
- une **forte érodabilité des berges**, favorisant une importante fourniture sédimentaire et la formation de nombreux bancs alluviaux ;
- une **variabilité des débits**, qui favorise saisonnièrement tantôt les processus érosifs et de transport, tantôt les processus de dépôt sous forme de bancs ;
- une **pente prononcée**, qui fournit à l'écoulement une puissance suffisante pour assurer régulièrement la remise en mouvement et le transport des particules.

5. Les exemples sont donnés à titre indicatif et ne concernent qu'un linéaire caractéristique des cours d'eau mentionnés.

La rivière doit également bénéficier d'un espace de mobilité suffisant afin de permettre le développement de la bande de tressage. Du fait de leur situation, à proximité des zones primaires de fourniture de débris (têtes de bassins versants montagnards), ce sont souvent des rivières à graviers et galets (*gravel bed river*) marquées par une gamme granulométrie très étendue.



Figure 2.14. Exemples de rivières en tresses : la Waimakariri (Nouvelle Zélande) et la Durance (Hautes-Alpes).

2.2.1.5 Lits rectilignes

Les lits alluviaux rectilignes (*straight channel*) constituent un style fluvial secondaire, résultant la plupart du temps (en contexte naturel) de contraintes structurales ou tectoniques particulières, dans le cas de rivières s'écoulant dans des lignes de failles par exemple (Fig. 2.15a – 2.15b). Hors contexte alluvial, le style rectiligne est plus répandu et caractérise souvent les torrents colluviaux de tête de bassin versant montagnard (Montgomery et Buffington, 1997). Le style est alors dicté par une forte ou très forte pente, ainsi que par les fortes contraintes latérales de l'encaissant rocheux (Fig. 2.15c).

En dehors de ces cas particuliers, le tracé rectiligne d'un cours d'eau relève le plus souvent d'une rectification anthropique ou d'un endiguement (voir 2.2.2).

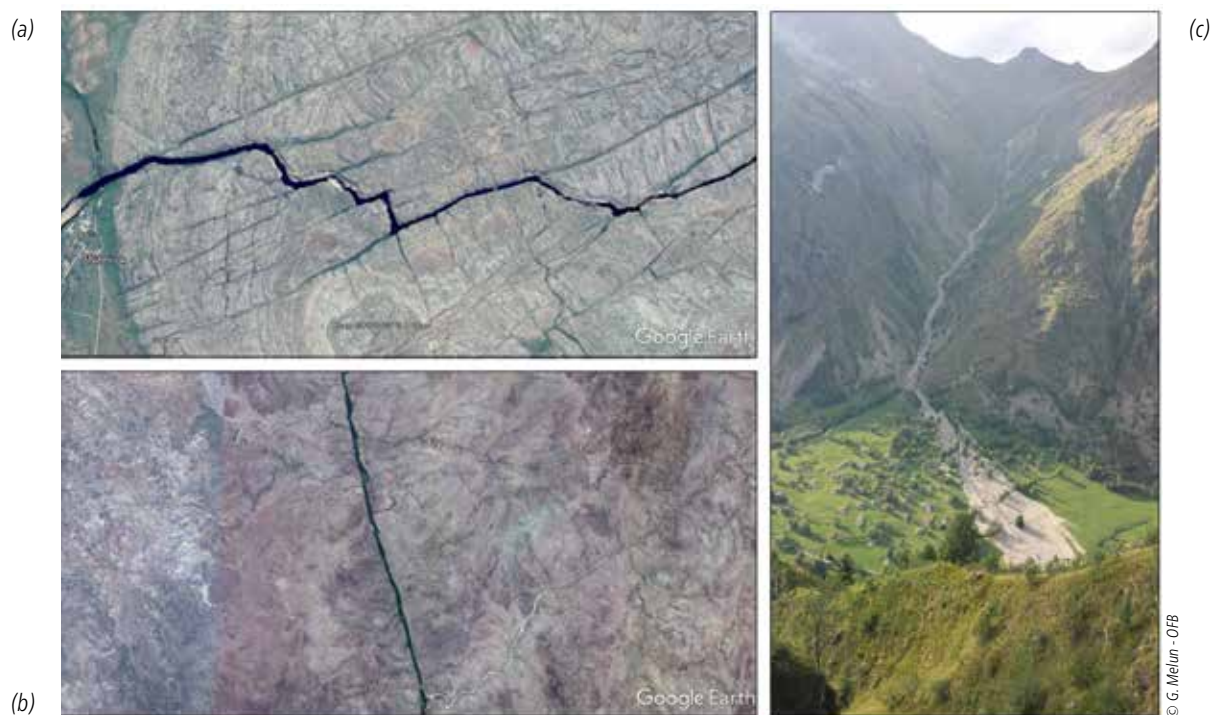


Figure 2.15. Exemples de rivières rectilignes sous l'effet des contraintes structurales (lignes de failles) sur la Katherine River (Nitmiluk National Park, Australie - a), et la Shire River (Malawi - b). Lit rectiligne du torrent de la Laisse contrôlé par une très forte pente (vallée de la Bonne, Hautes-Alpes - c).

2.2.1.6 Lits divaguants

Le lit divagant ou « vagabond » (*wandering channel*) est un style intermédiaire entre le lit en tresses et le lit à méandres. Il est caractérisé par un chenal principal mobile dans un lit relativement large et d'un ou plusieurs chenaux secondaires (Fig. 2.16).



Figure 2.16. Exemple de rivière divagante : la Drôme (Drôme).

© Umanif

2.2.1.7 Lits anastomosés

Selon Schumm et Lichty (1965), l'anastomose (*anastomosis*) est le fait de systèmes fluviaux peu énergiques, caractérisés par des chenaux stables où domine le transport en suspension. Il s'agit d'un style à chenaux multiples, étroits et profonds (ratio largeur sur profondeur faible) et à pente plutôt faible (Smith, 1986). Le lit anastomosé se caractérise ainsi par une ramification en plusieurs bras isolant des îles stabilisées (Fig. 2.17). D'après Knighton et Nanson (1993), les facteurs déterminants de l'anastomose sont une puissance d'écoulement limitée, une faible érodabilité des berges et des apports sédimentaires modérés. À la différence du lit en tresses, la dynamique sédimentaire du lit anastomosé est beaucoup plus faible avec la présence de sédiments très fins en quantité ainsi que d'une végétation importante sur les îles. La pente du lit et la taille des sédiments sont le plus souvent faibles.



Figure 2.17. Exemple de rivière anastomosée : la Columbia River (Canada).

© Joel Pederson, Utah State University

2.2.2 Structures anthropiques et rivières anthropisées

Les rivières, européennes en générale et françaises en particulier, ont été fortement modifiées et artificialisées, notamment pour se protéger du risque d'inondation et pour l'utilisation de la ressource (irrigation, navigation, extractions). La « fonctionnalisation » des cours d'eau - et plus largement des fonds de vallées - a débuté dès l'Antiquité, mais est devenue particulièrement prégnante à partir de la fin de XVIII^e siècle (Guillaume, 1983 ; Melun, 2012). L'artificialisation des cours d'eau repose généralement sur la combinaison d'une modification du tracé (rectification, recalibrage, dérivation) et de la mise en place de structures contraignant l'écoulement. On distingue dans ce cadre deux types structures :

- les **structures longitudinales** qui n'affectent pas directement le flux solide dans sa dimension amont-aval mais surtout la mobilité latérale de la rivière (digues, infrastructures linéaires, etc.). Ces structures limitent en revanche de manière drastique la fourniture sédimentaire remobilisable par l'érosion des berges ;
- les **structures transversales** aux cours d'eau, qui altèrent le régime hydrologique et bloquent partiellement ou totalement le flux solide (épis, seuils, barrages).

2.2.2.1 Ouvrages longitudinaux : les digues

Une digue (*dyke*) ou levée est un remblai longitudinal, de nature artificielle et le plus souvent composé de terre destinée à contenir les eaux à l'intérieur de son emprise pour lutter contre les inondations et protéger des zones à enjeu (villes, infrastructures ferroviaires ou routières, terres agricoles) en les isolant théoriquement des zones impactées par les débordements. À ce titre elles sont les plus souvent établies sur les marges immédiates du chenal ou plus en retrait, dans la plaine d'inondation. Pour certains usages spécifiques, notamment la navigation, des structures longitudinales submersibles ont pu être implantées au sein du lit mineur, c'est par exemple le cas des duits (ou *duis*) sur la Loire (Temam, 2012 ; Grivel *et al.*, 2018).

Un développement des digues de très grande ampleur a eu lieu en Europe à partir du XVIII^e siècle, puis aux cours des XIX^e et XX^e siècles. Ces endiguements ont eu pour conséquences une très forte réduction de la mobilité latérale des rivières et une augmentation de leur pente moyenne, entraînant une érosion généralisée de ces rivières (Leclair, 2015). Conjointement, les cours d'eau endigués firent généralement l'objet de travaux de rectification et de chenalisation contribuant à accroître encore les phénomènes d'incision du lit.

Une conséquence directe de l'endiguement est la réduction de l'espace de mobilité de la rivière, et ainsi la modification du style de rivière. Si les rivières rectilignes à lit plat sont rares à l'état naturel, on en retrouve un certain nombre suite à un endiguement. Le style divaguant que l'on observe aussi pour des rivières naturelles est modifié du fait des contraintes latérales constituées par les digues (Fig. 2.18a). Pour un lit fortement contraint par des digues latérales et avec une dynamique sédimentaire importante, le lit plat est généralement instable (Engelund, 1970) et se forme rapidement un système de bancs alternés (Fig. 2.18b). On peut retrouver ce type de système pour des rivières à graviers (Arc, Isère) comme pour des rivières à sables (Loire).

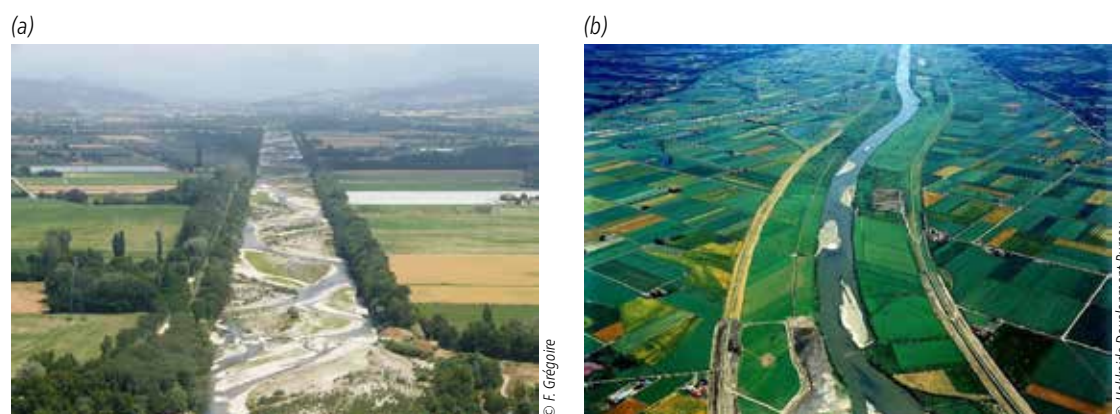


Figure 2.18. Exemples de style fluviaux artificialisés. (a) lit endigué divaguant: Drôme, France; (b) système de bancs alternés: Tokachi, Japon.

2.2.2.2 Ouvrages transversaux : seuils, épis et barrages

On parle d'ouvrage en travers pour tout élément anthropique établi au sein du lit mineur et joignant de manière plus ou moins complète les deux berges d'un cours d'eau (structure transversale à l'écoulement). Cette définition exclut volontairement les ruptures naturelles similaires, qui peuvent adopter les mêmes noms, assurer les mêmes fonctions et produire les mêmes impacts morphologiques. On compte actuellement en France plus de 110 000 ouvrages en travers (ROE⁶, 2020) que l'on peut distinguer par leur emprise transversale, leurs dimensions, leur structure, leur forme et leur mobilité propre. Ces caractéristiques permettent classiquement d'individualiser trois grands types d'ouvrages en travers : les épis, les seuils en rivière et les barrages.

Épis

Les épis (*groynes*) sont des structures rigides, transversales à l'écoulement principal, mais d'une longueur bien inférieure à la largeur de la rivière (Fig. 2.19). Construits en bois, béton ou amas de blocs rocheux, ils sont généralement utilisés pour la protection de berges et/ou le maintien d'un chenal de navigation. Ils permettent en effet de réduire les vitesses entre deux épis (conduisant souvent au dépôt de sédiments) et d'ainsi de concentrer et d'accélérer l'écoulement dans le chenal (limitant les possibilités de dépôt) tout en rehaussant la cote de la ligne d'eau.

6. Le Référentiel des obstacles à l'écoulement (ROE) pour la France peut être consulté : <https://www.sandre.eaufrance.fr/atlas/srv/fre/catalog.search#/metadata/59057026-b40c-4cf9-9e3e-7296e0aa1a78>



Figure 2.19. Exemples d'épis sur l'Elbe et la Loire. Ces structures ont été largement implantées sur les grands fleuves européens navigables.

Sur la Loire, on parle de chevrettes pour désigner les ouvrages submersibles en épis obliques, édifiés dans le lit mineur, en amont des bras secondaires (Fig. 2.20), ayant pour objectif de diriger les écoulements vers le chenal navigable (Grivel *et al.*, 2018).



Figure 2.20. Exemples de chevrettes permettant d'orienter l'écoulement et de faciliter la navigation sur la Loire.

Seuils

Un seuil (*weirs*) est un ouvrage fixe ou mobile (ou fixe et équipé d'une partie mobile) établi au sein du lit mineur d'un cours d'eau, joignant les deux berges sur une faible hauteur (inférieure à 5 m). La hauteur de l'ouvrage n'excède pas la hauteur des berges amont de telle sorte que l'eau est maintenue dans le chenal à plein bord (Fig. 2.21a et 2.21b). La capacité de stockage de l'eau en amont des seuils est donc cantonnée au lit mineur. Le temps de résidence (ou temps de séjour) de l'eau est généralement compris entre quelques minutes et quelques heures. Le lit mineur est totalement barré dans le sens transversal mais il ne l'est que partiellement dans le sens vertical : les seuils en rivière restituent tout ou partie du débit en aval (parfois, une partie de l'écoulement est dérivée ou prélevée à l'amont ou au droit de l'ouvrage). La restitution vers l'aval s'effectue le plus souvent par déversement. Dans certaines conditions hydrologiques particulières (étiage, forts prélèvements), ces ouvrages peuvent ne plus être déversants.

Plusieurs termes de la littérature francophone peuvent désigner ces structures : seuils (*weirs*, *low-head-dams*), petits barrages (*small dams*), barrages au fil de l'eau (*run-of-river dams*), déversoirs (*spillways*), chaussées, pertuis ou levades (Degoutte, 2006 ; Malavoi, 2007 ; Jacob-Rousseau, 2009). Plusieurs auteurs - tant francophones qu'anglophones - soulignent cependant l'absence de distinction précise et partagée entre ces différents termes (Leroy Poff et Hart, 2002 ; Csiki et Rhoads, 2010 ; Melun, 2012).

Les fonctions des seuils sont multiples : contrôle et gestion des conditions hydrauliques, création et maintien d'une retenue d'eau, stabilisation des profils en long ; production d'énergie ; rehaussement de la nappe alluviale, etc. (Melun, 2012). Cette diversité de fonctions explique le nombre historiquement important de ces ouvrages sur les cours d'eau. On dénombre actuellement près de 62 000 seuils sur les rivières françaises (ROE, 2020).

Ces ouvrages contraignent l'écoulement et forment un remous liquide (effet plan d'eau). La rupture de charge engendrée forme à son tour un remous solide, forçant le dépôt des sédiments. Les seuils interrompent donc le transport par charriage (effet point dur) et peuvent être rapidement comblés (Fig. 2.21c), selon les caractéristiques de

l'ouvrage et de la retenue qu'ils forment (longueur et pente de la retenue notamment). À terme, les seuils peuvent devenir « transparents » au transport solide, c'est-à-dire : $Q_{s\text{ entrant}} = Q_{s\text{ sortant}}$ (Camenen, 2017). Les ouvrages sont alors dits « pleins », et les particules charriées roulent à la surface du lit pour franchir l'ouvrage.

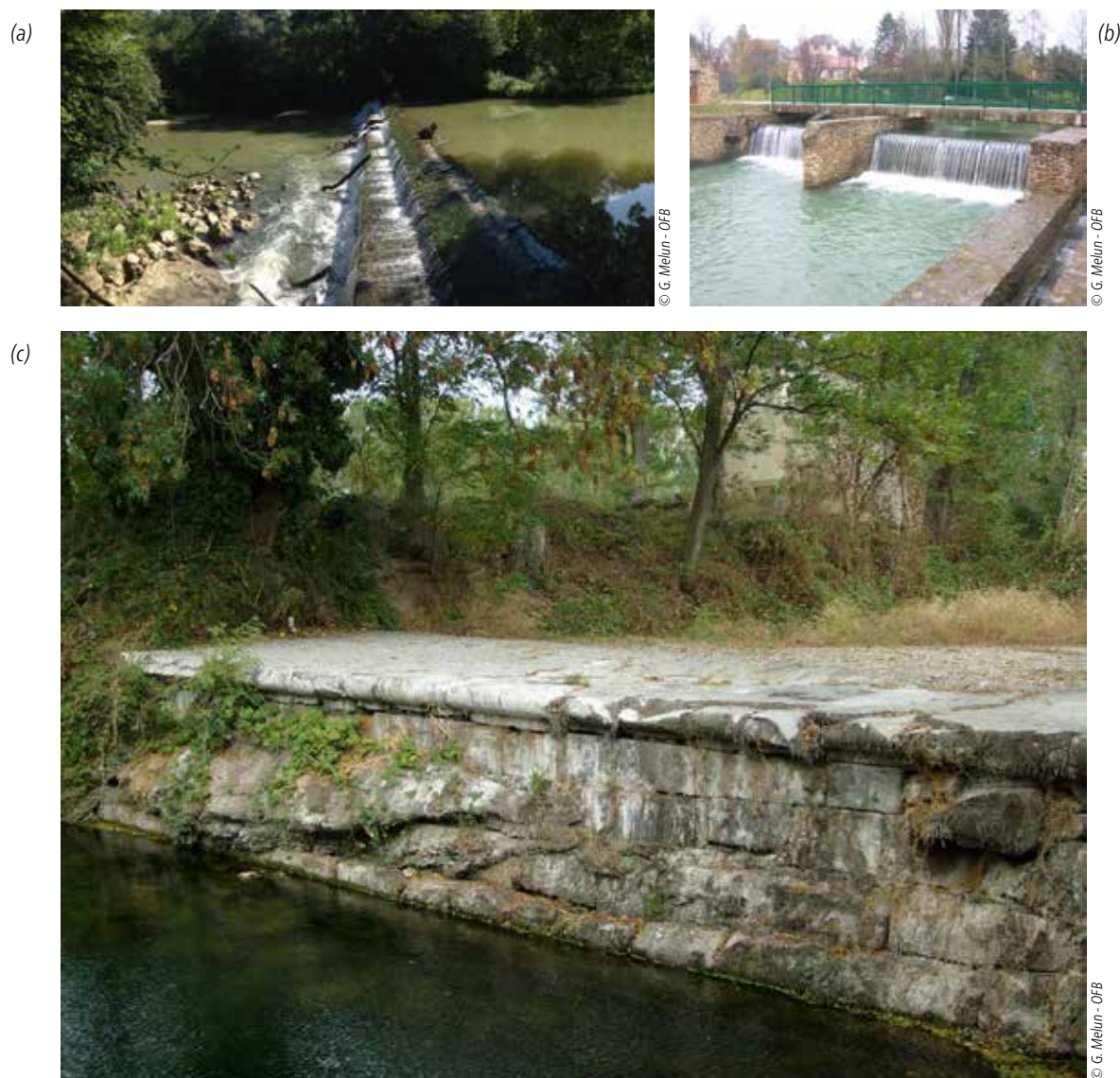


Figure 2.21. Exemples de seuil : seuil fixe sur le Gabas (a) et mobile (clapet) sur l'Yerres (b). Les ouvrages « pleins » ici sur l'Argent-Double deviennent transparents au charriage (c).

Barrages

Un barrage est un ouvrage d'art construit en travers d'un cours d'eau et de sa vallée, et destiné à en réguler son débit et/ou à stocker de l'eau, notamment pour le contrôle des crues, l'irrigation, l'industrie, l'hydroélectricité, ou pour constituer une réserve d'eau potable. (Fig. 2.22a et 2.22b). Dans les têtes de bassins versants montagnards, de nombreux barrages ont été mis en place à partir de la seconde moitié du XIX^e siècle par les services RTM (voir 2.1.3) pour stabiliser les profils en long et limiter la torrencialité des écoulements (Fig. 2.22c).

Selon leur taille et leur fonctionnement, les barrages peuvent très largement altérer le transport solide en particulier pour les particules les plus grossières (Leopold *et al.*, 1964 ; Williams et Wolman, 1984 ; Toniolo *et al.*, 2007 ; Melun, 2012 ; Camenen, 2017). Dans certains cas, le transport en suspension est également affecté (Nilsson, 1976 ; Vericat et Batalla, 2006). La Figure 2.23 présente les principales perturbations d'une rivière liées à la présence d'un barrage. On notera les dépôts sédimentaires dans la retenue amont avec un tri granulométrique amont-aval et le

déficit hydrosédimentaire à l'aval de l'ouvrage réduisant fortement la mobilité du lit mais pouvant aussi impliquer une très forte érosion si la dérivation d'eau est faible. Ces « eaux claires » dissipent leur énergie en reprenant en charge des sédiments, dont elles sont dépourvues en aval du barrage. Kondolf (1997b) parle d'*hungry waters*.

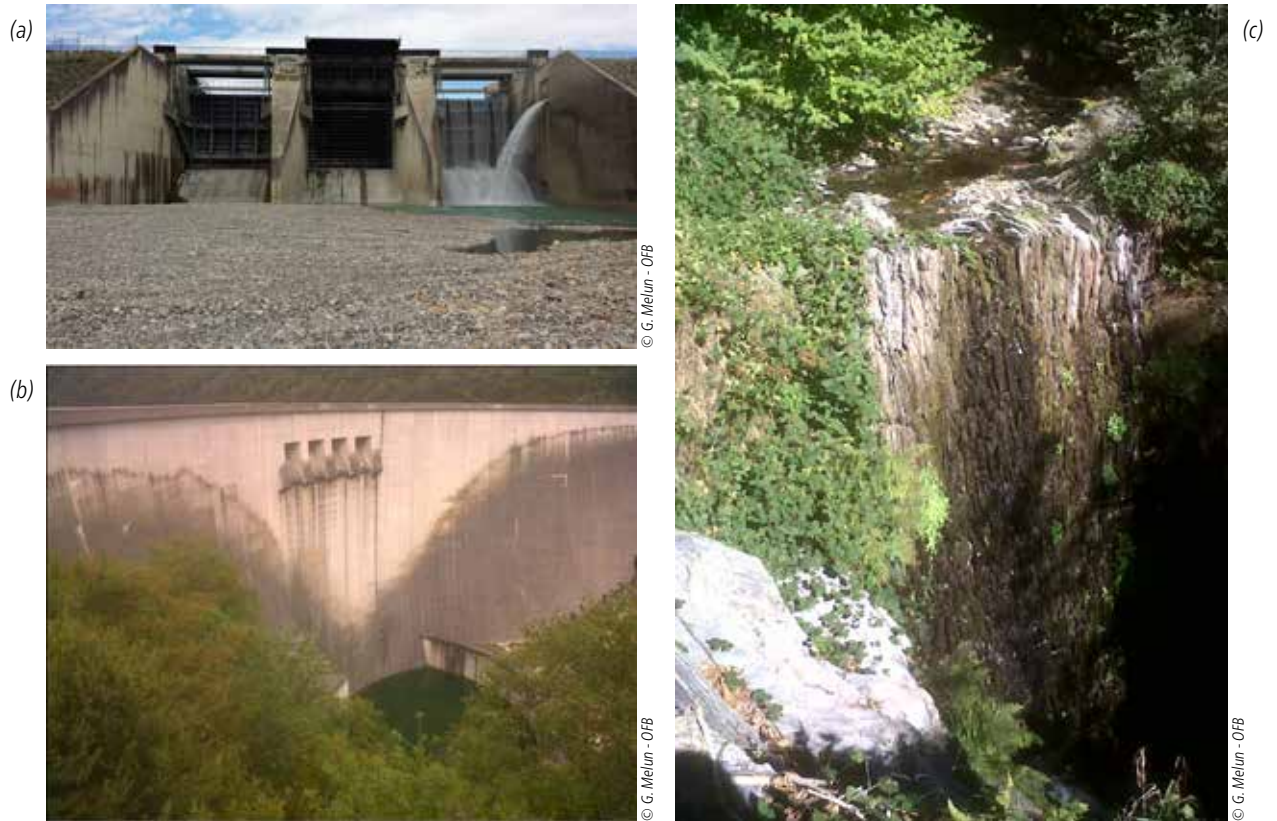


Figure 2.22. Barrage de Saint-Sauveur sur le Buëch (a) et de Vouglans sur l'Ain (b). Ancien barrage RTM de stabilisation du profil en long de l'Argent-Double mis en place à la fin du XIX^e siècle (c).



Figure 2.23. Schématisation des perturbations liées à la présence d'un barrage (AERMC).

2.3 Caractérisation des rivières

2.3.1 Caractérisation du profil en long

2.3.1.1 Mesure du profil en long

La caractérisation du profil en long s'appuie sur les **variations altitudinales du lit** et sur la **pen**te de la ligne d'eau qui en résulte (et qui conditionne la puissance de l'écoulement). La mesure d'un profil en long et de la pente (du fond du lit ou de la ligne d'eau) est réalisée directement sur le terrain par différents outils selon le caractère prospectable du cours d'eau : profondeur, vitesses d'écoulement, longueur du tronçon étudié, etc. (voir paragraphe 2.4.1). La mobilisation de la télédétection (imagerie hyperspectrale, Lidar topographique ou bathymétrique) est également possible (voir paragraphe 2.4.2). En situation d'équilibre, le profil en long d'un cours d'eau présente une forme concave (profil exponentiel décroissant) qui traduit globalement une prédominance des processus d'érosion dans les parties amont du bassin versant ; et inversement, des processus de dépôt majoritaires dans les parties aval.

La pente est exprimée en m/m, % ou ‰. Pour les principaux cours d'eau métropolitains, la base de données des « grandes forces hydrauliques », portée par l'Institut géographique national (IGN) rassemble de nombreux profils en long dressés entre les années 1920 et les années 1970. La superposition diachronique de profils en long est riche d'enseignements et permet de traduire simplement les processus d'incision ou d'exhaussement du lit entre deux dates.

2.3.1.2 Aspect longitudinal du transport solide

Différentes échelles spatiales (de la vallée jusqu'au plus petit banc de sédiment) sont également envisageables pour étudier l'évolution d'un cours d'eau et du transport solide. Les mécanismes mis en jeu, les paramètres explicatifs des phénomènes étudiés et les méthodologies qui en découlent sont également liés aux échelles temporelles d'observation. Ainsi, chaque approche correspond à une échelle spatiale et temporelle précise et aux spécificités des différentes disciplines scientifiques (Kondolf *et al.*, 2003b). Une organisation longitudinale de la charge sédimentaire peut être mise en évidence à différentes échelles.

À l'échelle de l'axe fluvial, Sternberg (1875) définit le gradient de décroissance granulométrique (*downstream fining*) : « En l'absence d'injections latérales de sédiments plus grossiers, les processus d'abrasion et de tri granulométriques produisent une décroissance exponentielle de la taille des sédiments vers l'aval ». L'abrasion des particules résulte de leur usure mécanique progressive, qui dépend notamment de leur nature lithologique. Le tri est lié à la durée et à l'intensité des processus de mise en mouvement, de transport et de sédimentation. Ce processus est généralement présenté comme dominant par rapport à l'abrasion, dans l'affinement des sédiments. Il dépend de la taille et la forme des matériaux (Parrot *et al.*, 2014). Knighton (1980), caractérise ce gradient selon une décroissance exponentielle :

$$D_m = D_{m_0} \exp(-\alpha x) \quad (2.3)$$

où D_m = grain caractéristique des sédiments de la section (en m), D_{m_0} = taille initiale du grain mesuré à l'amont (en m), α = coefficient intégrant l'effet indifférencié de l'usure et du tri, et x = distance (en m). Le coefficient α est fortement variable et régionalisé (El Kadi Abderrezzak, 2006 ; Ferguson *et al.*, 2006 ; Brousse et Arnaud-Fassetta, 2010). Il existe un fort lien entre le gradient de décroissance granulométrique et la forme concave du profil en long d'équilibre. Le gradient de décroissance reste cependant assez théorique et peut localement être « perturbé » par de nombreux facteurs comme des apports latéraux différenciés via des affluents, une variation de la puissance de l'écoulement (en réponse à une variation de la pente du lit), ou un changement de lithologie (Knighton, 1980 ; Ferguson et Ashford, 1991 ; Pizzuto, 1995 ; Rice et Church, 1998 ; Rice, 1999 ; Surian, 2002). La discontinuité du gradient de décroissance granulométrique peut également relever des contraintes anthropiques comme des barrages bloquant le charriage ou des extractions sédimentaires par exemple (Williams et Wolman, 1984 ; Knighton, 1999 ; Surian, 2002 ; Rollet, 2007).

À l'échelle du tronçon fluvial, de nombreux auteurs ont étudié la répartition et l'organisation spatiale des particules solides (Leopold et Wolman, 1960 ; Kellerhals *et al.*, 1976 ; Schumm, 1977 ; Lisle, 1979 ; Frissell *et al.*, 1986 ; Church, 1992 ; Lisle et Madej, 1992 ; Montgomery et Buffington, 1997 ; Knighton, 1998 ; Bunt et Abt, 2001 ; Montgomery et Bolton 2003 ; Church, 2006). Il ressort de ces travaux que **la quantité de sédiments** disponibles, la pente (qui conditionne la capacité à remobiliser les sédiments), et **les caractéristiques granulométriques**, constituent des facteurs explicatifs majeurs de l'organisation granulométrique longitudinale d'un tronçon de cours d'eau. Si la charge sédimentaire est abondante, les formes d'accumulation et de transport (bancs, dunes) peuvent

être totalement jointives jusqu'à former des bandes de tressage (voir 2.2.1.4). Si la quantité de sédiments disponible se réduit, les formes visibles deviennent disjointes (migration de bancs épars) et parfois même absentes ; ce qui ne signifie pas cependant une absence de transport solide.

À l'échelle de la forme fluviale (banc, dune), plusieurs auteurs ont également cherché à caractériser la répartition spatiale de la granulométrie (Folk et Ward, 1957 ; Ashworth et Ferguson, 1986 ; Rice et Church 1998 ; Lunt et Bridge, 2004 ; Rice et Church, 2010 ; Babej et al., 2016). Ces travaux se sont intéressées à la fois à la dimension longitudinale (depuis la tête du banc jusqu'au front aval), transversale (depuis les marges externes du banc jusqu'aux parties les plus proches du lit actif) et verticale (depuis la surface du banc jusqu'aux couches sous-jacentes). Il en ressort que l'organisation spatiale des particules est fort complexe à appréhender à cette échelle d'analyse et relève de nombreux paramètres (micro)locaux. En premier lieu, des conditions d'écoulement (hauteur, vitesse) et des caractéristiques sédimentaires (taille, forme, densité, etc.) qui déterminent ensemble les conditions de ségrégation des particules ; mais également de la variabilité des apports solides, de la forme du lit ou de la présence et des caractéristiques de la végétation rivulaire (Brayshaw et al., 1983 ; Ashworth, 1996 ; Powell, 1998 ; Buffington et Montgomery, 1999 ; Nelson et al., 2009 ; Nelson et al., 2010). Quelques traits morphologiques récurrents (mais non systématiques) des rivières à graviers et galets peuvent cependant être notés :

- sur les bancs, les zones les plus exondées ne sont recouvertes que par les débits forts. Elles sont généralement caractérisées par une granulométrie plus grossière, qui contribue rétroactivement à structurer la section en travers, en renvoyant l'écoulement vers la rive opposée (Recking et al., 2015) ;
- les marges externes, plus éloignées du lit vif sont généralement caractérisées par une granulométrie plus grossière puisqu'uniqueusement recouvertes par des écoulements de crue.

2.3.2 Caractérisation du profil en travers

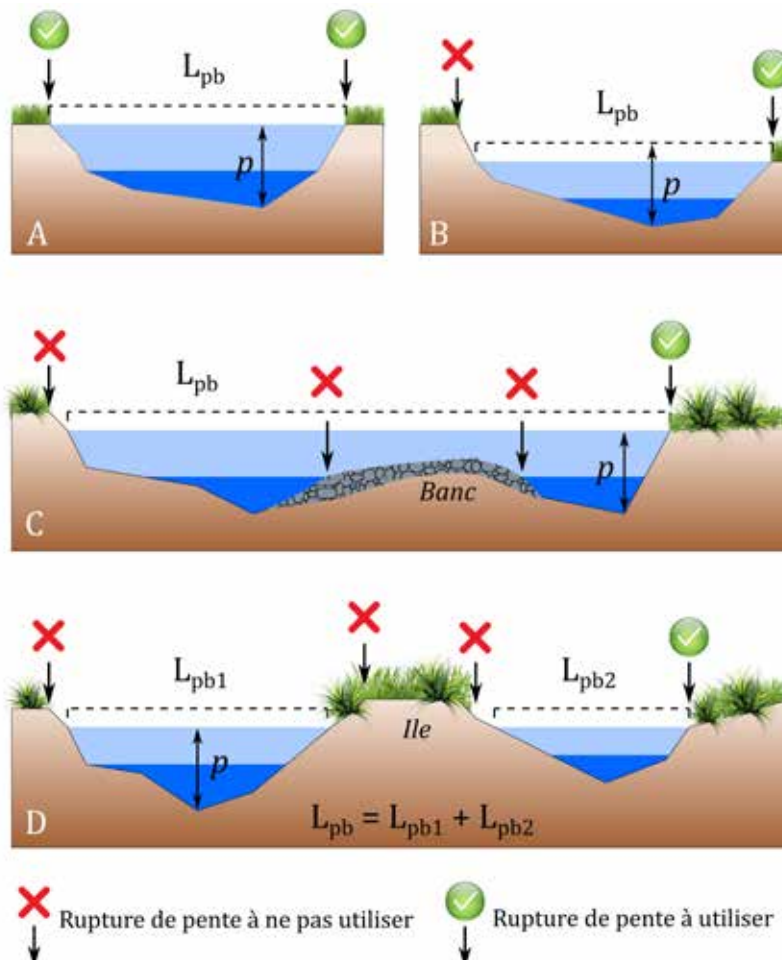


Figure 2.24. Illustration de la détermination de la largeur (W_{pb}) et de la profondeur (ppb) à plein bord.

2.3.2.1 Mesure du profil en travers

La caractérisation de la géométrie d'une section transversale nécessite de s'intéresser à la **largeur** et à la **profondeur** du (ou des) lit(s) et de la bande active. On se réfère pour cela le plus souvent à la géométrie à plein bord.

Pour l'étude de la géométrie à plein bord, les mesures peuvent être réalisées directement sur le terrain, à l'aide d'un décimètre ou d'un télémètre laser (Fig. 2.24). Des solutions d'appuyant sur la télédétection peuvent également être mobilisées (voir 2.4). Si des levés de profils en travers doivent être menés *in situ*, il est préconisé de les réaliser au niveau des points d'inflexion de méandres, où la géométrie en travers est naturellement plus homogène.

Il est également possible d'estimer la largeur de certains lits (W) et bandes actives (B) à partir de cartes ou de photographies aériennes, en considérant qu'elle correspond à la largeur non végétalisée de la rivière. Cette mesure peut être réalisée directement sur document ou sous Système d'information géographique (SIG), en mesurant, le long de l'axe de la rivière, les largeurs des bandes actives. Ces largeurs doivent être prises perpendiculairement à l'axe (de la rivière ou du chenal principal). Concernant la mobilisation de photographies aériennes, il est important de rappeler que la surface qui apparaît en eau est très variable selon le débit. Il est donc fondamental de connaître le débit qui correspond

au moment du cliché. Comme pour les profils en long, la superposition diachronique de profils en travers peut permettre de traduire les processus d'érosion ou de dépôt en cours au niveau d'une section donnée (Fig. 2.25).

2.3.2.2 Aspect transversal du transport solide

L'organisation spatiale du transport à l'échelle de la section en travers est, comme illustré précédemment dans le cadre des bancs alluviaux (voir paragraphe 2.3.1.), complexe et directement dépendante de l'étendue granulométrique de la charge sédimentaire locale et des conditions d'écoulement dans la section. Lisle et Madej, 1992 ont ainsi mis en évidence la forte variation latérale des contraintes hydrodynamiques, sous l'effet de particularités micro-locales de l'écoulement, ayant pour conséquence une variabilité latérale dans la distribution et la répartition des sédiments du lit et des couches sous-jacentes.

2.3.2.3 Le rapport largeur/profondeur

Le rapport largeur/profondeur (W/H ou Γ), parfois appelé rapport d'aspect ou rapport de forme, est un descripteur de la section en travers fréquemment utilisé en hydromorphologie sur la base de la géométrie à plein bord pour caractériser les lits puisqu'il traduit dans une certaine mesure l'activité géodynamique d'un cours d'eau. Les rivières caractérisées par de forts processus d'érosion latérale et de transport solide, comme les cours d'eau en tresses, présentent des rapports W/H forts (supérieurs à 20). *A contrario*, les rivières à faible dynamique latérale et transport sédimentaire, comme des cours d'eau de plaine argileuse, se caractérisent souvent par des rapports W/H faibles (inférieurs à 5).

Le rapport de largeur sur hauteur d'eau est souvent utilisé pour déterminer les caractéristiques des potentielles formes rythmiques observées dans des rivières plus ou moins contraintes (Ikeda, 1984 ; Crosato et Mosselman, 2009). C'est un des paramètres clés des méthodes d'analyse d'instabilité. L'existence de bancs alternés est possible pour une valeur critique de Γ allant de 12 à 20 pour les rivières à galets et de 20 à 40 pour les rivières à sables. Pour des valeurs plus élevées, on retrouve alors potentiellement des chenaux multiples, soit un lit en tresses (Kleinhans et van der Berg, 2010). Crosato et Mosselman (2009) ont proposé un prédicteur pour évaluer le mode des formes de fond :

$$m^2 = \frac{0,17g(b-3)W^3I_f}{\sqrt{(s-1)d_{50}}C_hQ} \quad (2.4)$$

avec b est le degré de non-linéarité du transport solide par rapport à la vitesse du fluide (varie entre 3 pour un charriage fort et 20 pour un charriage faible, Jaballah *et al.*, 2015), C_h le coefficient de frottement de Chésy. Si $m=1$, on observe un système de bancs alternés ; si $m=2$, on a un système de bancs alternés avec des îles intercalées ; enfin si $m \geq 3$, on retrouve un système avec des chenaux multiples.

2.3.3 Caractérisation de la forme en plan

L'étude de la forme en plan d'un cours d'eau (ou d'un tronçon de cours d'eau) se réalise généralement sous SIG ou directement sur des sites comme Géoportail ou GoogleMap. Malavoi et Bravard (2010) proposent une démarche et une liste des données mobilisables dans le cadre d'études synchroniques et diachroniques du style fluvial.

2.3.3.1 Morphométrie des lits en méandres

Les caractéristiques morphométriques constituent de bons indicateurs du fonctionnement hydromorphologique d'une rivière. Dans le cas des rivières à méandres, trois paramètres sont classiquement utilisés : la longueur d'onde

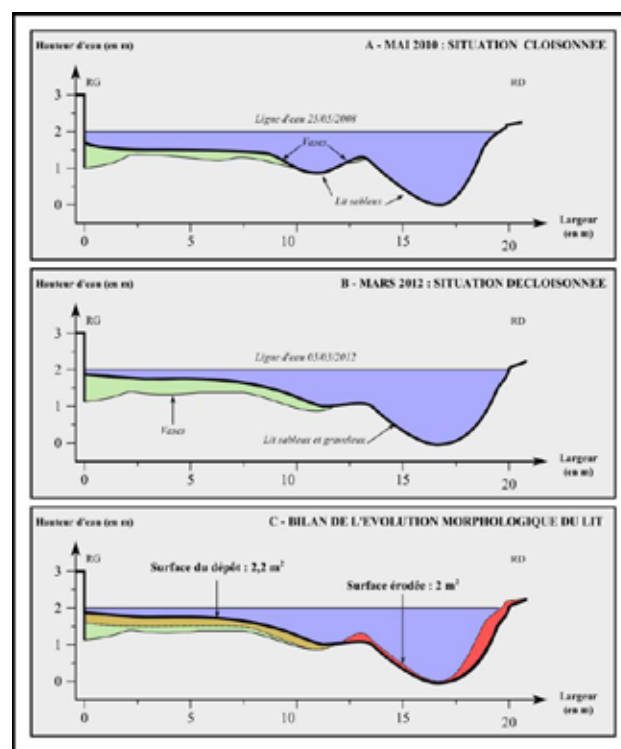
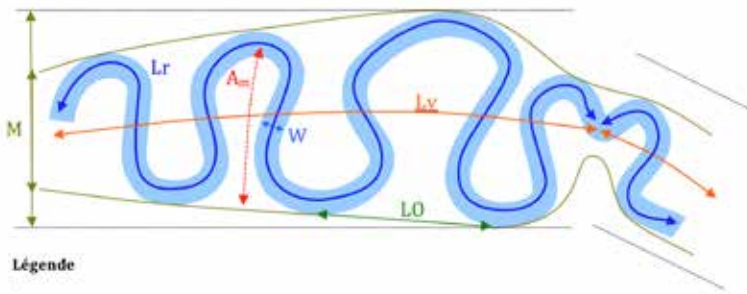


Figure 2.25. Illustration de la superposition diachronique de profils en travers permettant de caractériser les processus physiques en lien avec le transport sédimentaire (in Melun, 2012).

7. Le rapport largeur/profondeur est parfois également noté sous une forme réductrice l/p .



Légende

- λ : longueur d'onde des méandres : moyenne de 8 à 15W (ici méandres écrasés, valeur faible de 8W)
- A_m : amplitude du méandre
- W : largeur pleins bords
- M : enveloppe de méandrage (de 5 à 20W, moyenne 10 à 12W)
- L_r : longueur développée du cours d'eau
- L_v : longueur du cours d'eau en suivant l'axe de M
- L_0 : longueur du cours d'eau en suivant l'axe de la rivière
- $SI = L_r/L_v$: coefficient de sinuosité (ici = 2.5)
- A_m : longueur d'onde des méandres : moyenne de 8 à 15W (ici méandres écrasés, valeur faible de 8W)

Figure 2.26. Principales caractéristiques des méandres : longueur d'onde (λ) et amplitude (A_m).

(λ), l'amplitude (A_m) des méandres et l'indice de sinuosité (Fig. 2.26).

L'indice de sinuosité (I_s) est tel que :

$$I_s = L_r/L_v$$

où L_r correspond à la longueur de l'axe de la rivière (longueur écologique de l'axe fluvial) et L_v , la longueur de l'axe de la vallée (distance euclidienne). Cette dernière peut être définie comme la courbe passant par les points d'inflexion des sinuosités (Fig. 2.23) ou par l'axe central de l'enveloppe de méandrage (Malavoi et Bravard, 2010). On distingue ainsi :

- les cours d'eau subrectilignes, pour lesquels $I_s < 1,05$;
- les cours d'eau sinueux pour lesquels $1,05 \leq I_s < 1,5$;
- et les cours d'eau méandriformes pour lesquels $I_s > 1,5$.

La valeur de I_s caractéristique des méandres varie selon les auteurs de à 1,3 selon Brice (1975) à 1,5 selon Leopold et Wolman (1957) et Rust (1978). Certaines rivières connaissent des indices de sinuosité > 3 .

2.3.3.2 Morphométrie d'un lit en tresses

Les lits en tresses sont caractérisés par une importante largeur à plein bord (largeur de la bande active), induisant un rapport largeur/profondeur (W/H) élevé. La sinuosité de la bande active est généralement très faible. Pour Malavoi et Bravard (2010), cette rectitude du tracé de la bande active est liée au fait que la rivière cherche à maximiser sa pente (calée sur la pente de la vallée) pour garantir l'évacuation de la charge alluviale provenant de l'amont.

Il existe plusieurs propositions d'indices de tressage (I_t). La détermination de ces indices repose généralement sur une mesure du nombre de chenaux actifs le long de transects perpendiculaires à l'axe de l'écoulement (Ashmore, 1991; Bridge, 2005) ou sur le rapport de la longueur totale des chenaux à la longueur du chenal principal (Mosley, 1981; Richards, 1982). L'une des principales limites de ces indices est que leur mesure est fortement dépendante du débit au moment de l'observation. Une méthode simple pour caractériser un lit en tresses est de compter le nombre de lits sur différentes sections en travers. L'indice de tressage (I_t) peut ainsi être défini comme la valeur moyenne sur un tronçon.

2.3.4 Classifications hydromorphologiques

De nombreuses classifications ont été proposées par les géomorphologues depuis le milieu du XX^e siècle. Ces classifications cherchent à caractériser la réponse morphologique des cours d'eau en fonction de différentes variables physiques (qualitatives ou quantitatives) telles que le contexte géologique, le rang de Strahler, la pente, la charge sédimentaire, les caractéristiques granulométriques, la végétation du lit ou la forme du lit majeur (Leopold et Wolman, 1957 ; Strahler, 1957 ; Schumm, 1963 ; Brice 1975 ; Kellerhals *et al.*, 1976 ; Schumm, 1977 ; Church, 1992 ; Rosgen, 1994 ; Rosgen 1997 ; Rinaldi *et al.*, 2013). Parmi ces classifications plusieurs ont été développées à partir de modèles théoriques ou semi-empiriques pour distinguer en particulier les lits en tresses des systèmes de bancs alternés ou des systèmes en méandres (Yalin et Ferreira da Silva, 2001 ; Kleinhans et Van den Berg, 2011). Les classifications peuvent être utiles pour rapidement relier la forme (réponses morphologiques) d'un tronçon de cours d'eau aux variables de contrôles (primaires et secondaires) et donc aux processus physiques qui s'exercent au sein du tronçon. Buffington et Montgomery (2013) proposent une synthèse exhaustive des classifications de cours d'eau.

Leopold et Wolman (1957) identifient huit variables (débit, charge totale transportée, granulométrie de la charge transportée, largeur, profondeur, vitesse, pente et rugosité du fond) dont la combinaison ordonnent le comportement et le style des chenaux alluviaux. Schumm (1963) propose une classification des cours d'eau en mettant en relation le type de transport préférentiel, la stabilité des chenaux et les formes résultantes. Le critère de départ pour la classification proposée par Schumm (1963) est la proportion de la charge en suspension par rapport à la charge de fond, en distinguant les cours d'eau à charge en suspension dominante, à charge mixte ou à charge de fond dominante. Cette classification s'appuie également sur la distinction des processus dominants (processus d'érosion, processus de dépôt ou chenal stable). (Tab.2.2).

Tableau 2.2 Classification des chenaux alluviaux (d'après Schumm, 1963)

Mode de transport	% (M) de sédiments dans le lit	Proportion de la charge sédimentaire totale		Stabilité du chenal		
		% sédiments en suspension	% sédiments de fond	Stable (graded stream)	Dépositionnel (excès de charge)	Érosif (déficit de charge)
Charge en suspension	30 – 100	85 – 100	0 – 15	Stable avec charge en suspension. Rapport largeur/profondeur inférieur à 7. Sinuosité supérieure à 2,1. Pente relativement faible.	Dépôt fin prédominant sur les berges, qui force un rétrécissement du lit. Dépôt réduit sur le fond du lit.	Érosion prédominante de la charge fine au fond du lit, suivie par l'élargissement du chenal.
Charge mixte	8 – 30	65 – 85	15 – 35	Stable avec charge mixte. Rapport largeur/profondeur supérieur à 7 et inférieur à 25. Sinuosité inférieure à 2,5 et supérieure à 1,5. Pente modérée.	Dépositionnel avec charge mixte. Initialement dépôt sur les berges, suivi par le dépôt au fond du lit.	Érosif avec charge mixte. Érosion du fond du lit, suivi par l'élargissement du chenal.
Charge de fond	0 – 8	30 – 65	35 – 70	Stable avec charge de fond dominante. Rapport largeur/profondeur supérieur à 25. Sinuosité inférieure à 1,5. Pente relativement forte.	Dépositionnel avec charge de fond dominante. Dépôt au fond du lit et formation d'îles.	Érosif avec charge de fond dominante. Faible érosion du fond du lit. Élargissement préférentiel du chenal.

De nombreuses classifications s'appuient plus particulièrement sur la forme en plan (nombre de chenaux, sinuosité, forme de dépôt sédimentaire dans le lit) des cours d'eau. La classification de Kellerhals *et al.* (1976) caractérise l'évolution de la forme en plan au regard de la quantité d'apports sédimentaires (Fig. 2.27). La classification de Schumm (1977) propose quant à elle de rendre compte du style fluvial selon un gradient de stabilité, de quantité de sédiments, mais aussi de la « qualité » de la charge en prenant en compte la taille des sédiments (Fig. 2.28).

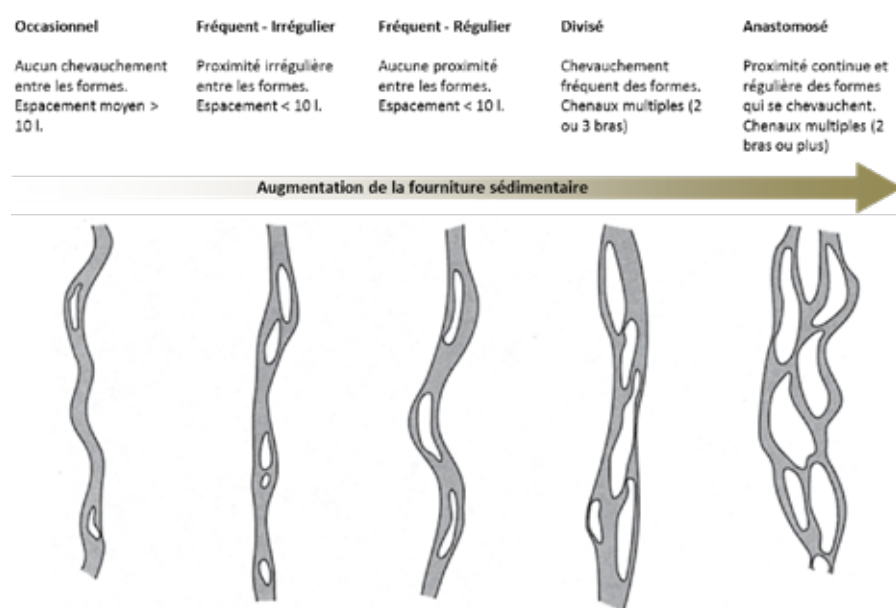


Figure 2.27. Classification de la forme en plan des chenaux de larges vallées alluviales à partir de photographies aériennes (d'après Kellerhals *et al.*, 1976).

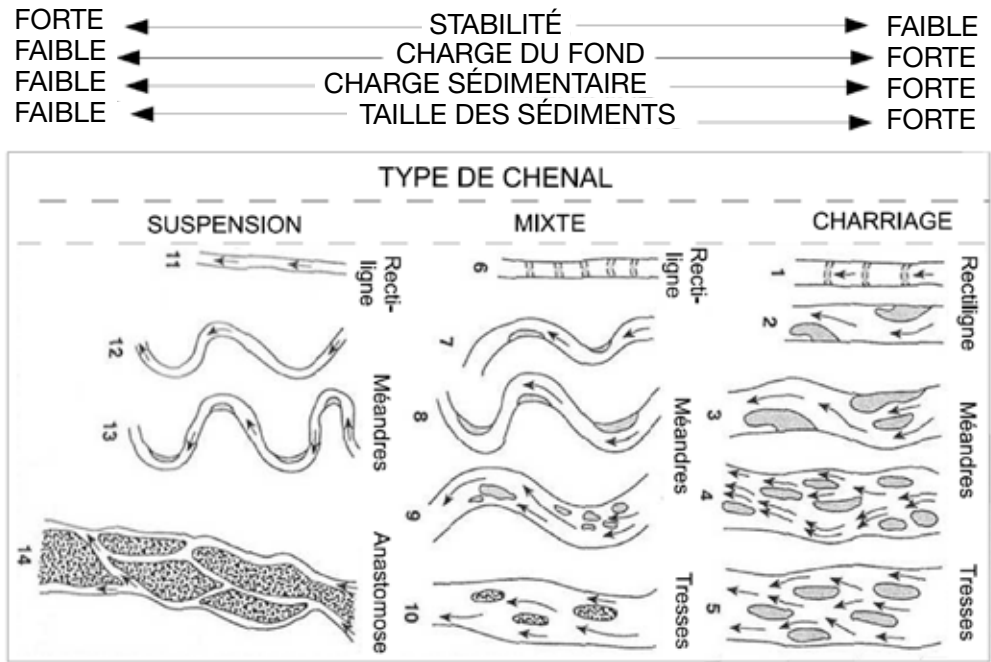


Figure 2.28. Classification de la forme en plan des chenaux en fonction de leur stabilité, de la charge de fond, de la quantité de sédiment et des caractéristiques granulométriques (Schumm, 1977).

Plus récemment des classifications hiérarchiques ont été proposées (Frissell *et al.*, 1986 ; Paustian *et al.* 1992 ; Rosgen, 1994 ; Rosgen, 1996 ; Montgomery et Buffington, 1997). Ces approches cherchent à mettre en lien les processus physiques aux morphologies fluviales à différentes échelles spatiales. La classification de Rosgen (1994, 1996) par exemple, très utilisée aux États-Unis, propose de distinguer huit styles fluviaux majeurs (de A à H) en se basant sur le nombre de chenaux, le ratio d'encaissement (rapport de la largeur de la vallée sur la largeur de la rivière), le rapport largeur/profondeur et la sinuosité. Un second niveau permet de distinguer 42 types de tronçons en se basant sur la pente moyenne et la nature des matériaux constitutifs du lit (Fig. 2.29 et 2.30). Plusieurs auteurs soulignent cependant la difficulté de mobilisation de cette typologie et certaines incohérences conceptuelles (Miller et Ritter, 1996 ; Simon *et al.*, 2007 ; Malavoi et Bravard, 2010, Latapie, 2011).

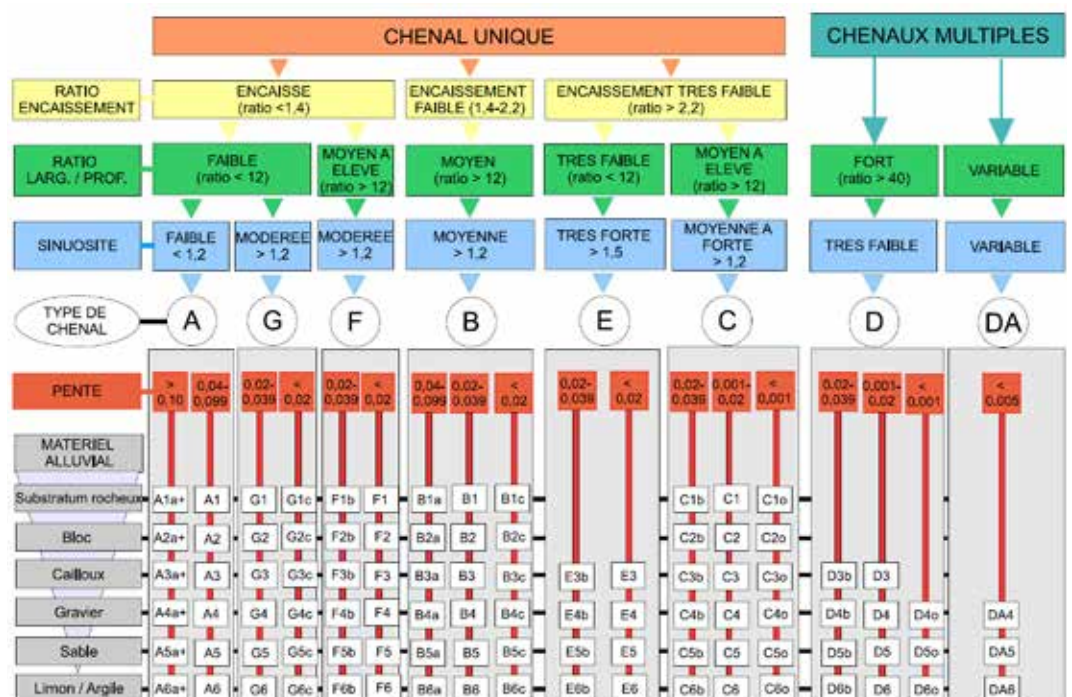


Figure 2.29. Détail de la classification (adapté de Rosgen [1994], dans Latapie [2011]).

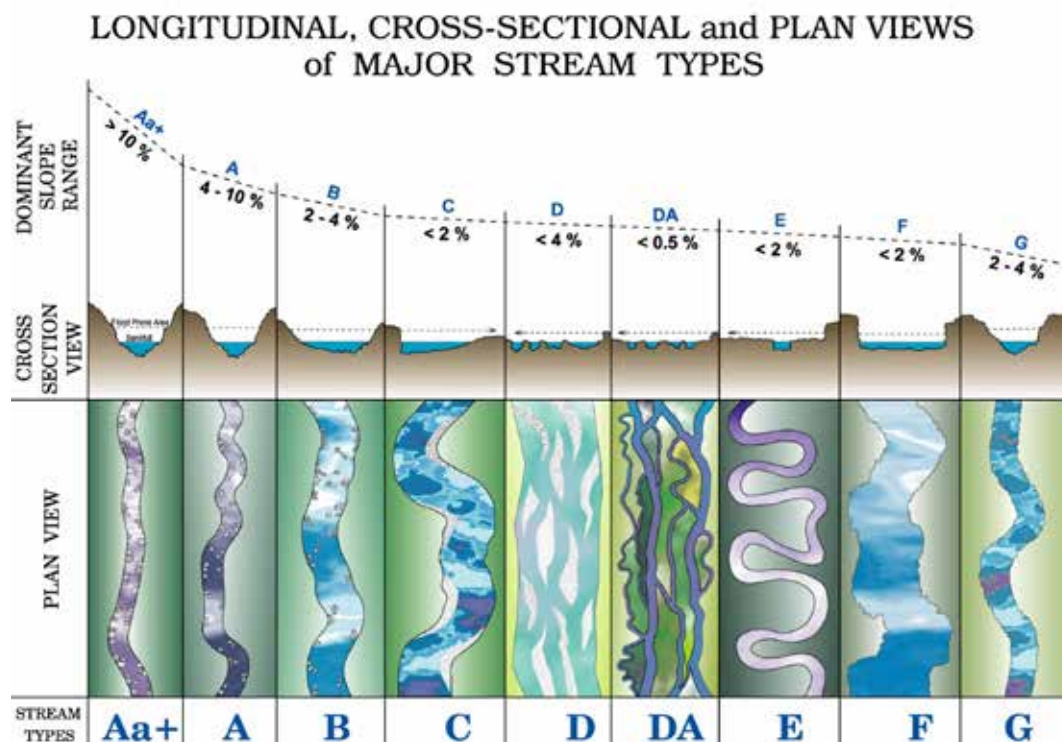


Figure 2.30. Illustration des 8 différents types du premier niveau de la classification de Rosgen (1994). Un 9^e type est ajouté concernant les cours d'eau torrentiel de tête de bassin montagnard (Aa+). Ces 9 types sont reliés à leur forme en plan, pente et profil en travers caractéristiques (Rosgen, 1997).

À partir des différents paramètres discutés précédemment, il est aussi possible de présenter une synthèse simple des types de rivières et de leurs principales caractéristiques hydromorphologiques (Tab. 2.3).

Tableau 2.3 Classification simple des styles de rivière
(l_s : indice de sinuosité, l_t : indice de tressage, $\Gamma = B/H$: facteur de forme)

Style de rivière	Pente l_b de la rivière	Diamètre moyen d des sédiments	Écoulement	Autres paramètres
Lit en escalier	$l_b > 3 \%$	$d > 300 \text{ mm}$	torrentiel	
Lit plat	$1 < l_b < 3 \%$	$20 < d < 300 \text{ mm}$	torrentiel	$l_s < 1,05$
Lit en tresses	$0,1 < l_b < 3 \%$	$2 < d < 20 \text{ mm}$	critique	$\Gamma > 70, l_t > 2$
Système de seuils- mouilles	$0,1 < l_b < 3 \%$	$2 < d < 20 \text{ mm}$	critique	
Système de bancs alternés	$0,1 < l_b < 3 \%$	$2 < d < 20 \text{ mm}$	critique	$4 < \Gamma < 70$
Lit divaguant	$0,1 < l_b < 3 \%$	$2 < d < 20 \text{ mm}$	critique	$1,05 < l_s < 1,5$
Lit anastomosé	$l_b < 0,1 \%$	$d < 2 \text{ mm}$	fluvial	$l_t > 2$
Lit à méandre	$l_b < 0,1 \%$	$d < 2 \text{ mm}$	fluvial	$l_s > 1,5$

2.4 Mesures de la topographie et bathymétrie

Cette partie reprend en partie les travaux de Jodeau (2007).

2.4.1 Mesures ponctuelles: tachéomètre et station dGPS

2.4.1.1 Outils de mesure

Les outils encore souvent utilisés pour obtenir une description topographique et bathymétrique (en zone peu profonde) restent l'utilisation de mesures ponctuelles avec soit un tachéomètre, soit une station GPS (Fig. 2.31):

Tachéomètre (station totale, Fig. 2.31a, b). Un opérateur ajuste la visée optique infra-rouge pour repérer la position d'une ou plusieurs mires montées sur des cannes de hauteur ajustable. Pour couvrir un grand domaine, un changement de station est nécessaire lorsque la visibilité n'est pas suffisante. L'incertitude globale est de l'ordre de 2-3 cm sur les trois coordonnées (x, y, z);

Système dGPS (*differential Global Positioning System*, Fig. 2.31c, d). Un récepteur évalue sa position par rapport à une dizaine de satellites américains et/ou russes (système GLONASS), la communication se faisant par signal radio daté. Les écarts de position provenant de l'incertitude sur la position des satellites, des perturbations de la propagation de l'onde radio dans l'atmosphère, de la non-synchronisation des horloges sont calculés en continu par un récepteur fixe de position connue (base). Ces écarts sont transmis aux récepteurs mobiles, localement affectés des mêmes perturbations, qui peuvent ensuite être corrigés par un opérateur. La même méthode est utilisée pour exploiter un réseau d'antennes fixes (post-traitement). La qualité de la mesure dépend du nombre de satellites visibles par les récepteurs (base et mobiles) et de la communication base-mobile (par radio VHF). Les masses rocheuses et la végétation empêchent souvent la communication avec les satellites en les masquant. L'incertitude est de l'ordre de quelques centimètres sur les coordonnées (x, y, z).

Il est aussi nécessaire d'avoir des points de référence dans un repère absolu afin de pouvoir transformer les mesures dans le repère souhaité (NGF/Lambert 93 pour la France). Les coordonnées des points de mesure peuvent être géoréférencées dans ce système par translation et rotation à partir des points de référence.



Figure 2.31. Déploiement pendant des campagnes topographiques (a) Station totale Leica TC305 et opérateur à la visée, (b) levé sur une section avec trois opérateurs munis de mires, (c) installation de la base dGPS (Leica system 1200), et (d) levé topographique avec le mobile dGPS du même système (Jodeau, 2007).

2.4.1.2 Stratégie de mesure

La mesure ponctuelle de la topographie implique nécessairement une stratégie de mesure et d'interpolation car elle ne permet pas d'avoir une densité de point importante. Cette stratégie dépend des objectifs et du détail de la description de la rivière voulue (Jaballah *et al.*, 2018) :

- **description générale de la rivière (1D).** La rivière est décrite par une série de transects (coupes transversales de la rivière, Fig. 2.32). Une simple interpolation linéaire le long de lignes directrices, liées aux singularités ou ruptures de pente des sections en travers (haut et bas de berge, limites de chenal, limite du banc, etc. correspondant ici aux principales lignes de courant de l'écoulement) peut alors permettre de créer un modèle numérique de terrain (MNT ou DTM en anglais pour *Digital Terrain Model*) grossier mais suffisant pour une modélisation numérique 1D ;
- **description de formes plus complexes (2D).** Il est ensuite possible de détailler la topographie de certains éléments plus complexes et/ou locaux (chenaux transverses, formes de fond locales, etc.). Cette description peut se faire aussi par une série de transects pouvant être ensuite interpolés (Fig. 2.32 pour les chenaux transverses). Jaballah *et al.* (2018) ont ainsi proposé une méthodologie sur plusieurs étapes afin de créer une description plus fine (2D) d'un tronçon de rivière.

Le MNT obtenu après traitement des données et interpolation sur une grille régulière est bien évidemment entaché d'incertitudes. Outre les incertitudes liées à la mesure (de l'ordre de quelques centimètres) et à la variabilité de taille des sédiments (de l'ordre de grandeur du diamètre le plus grossier), les points interpolés sont entachés d'une incertitude sur l'altitude liée à la distribution spatiale des points de mesure (liée à la distance au point mesuré le plus proche et à la pente locale) mais aussi à la méthode d'interpolation (Brasington *et al.*, 2000 ; Jaballah *et al.*, 2018).

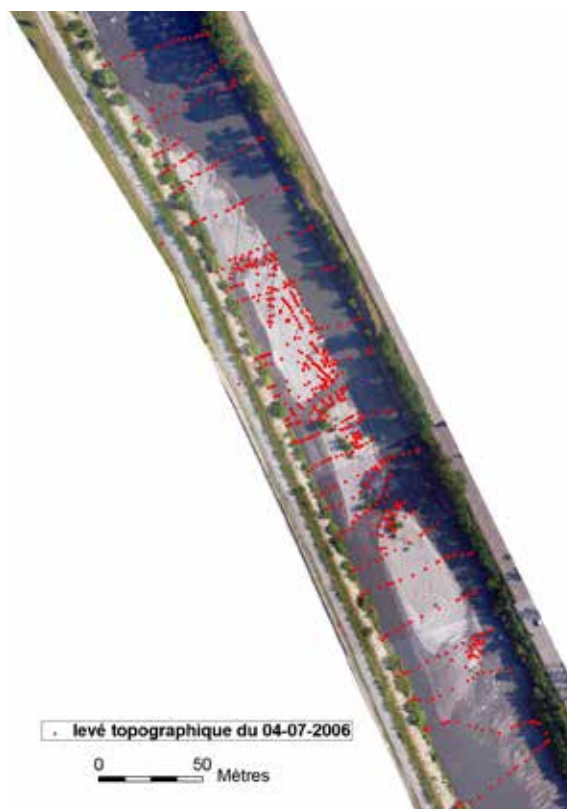


Figure 2.32. Levé topographique sur le banc MJ sur la rivière Arc-en-Maurienne (campagne du 4 juillet 2006, Jodeau, 2007). Chaque point est une mesure topographique ; l'écoulement va de bas en haut.

2.4.2 Mesures globales: techniques synoptiques

2.4.2.1 Stéréo-photographie

Théoriquement, il est possible à partir de deux photos aériennes (stéréo-photographies) de reconstituer la topographie de l'objet photographié. La principale technique utilisée est la photogrammétrie (Kraus et Waldhäusl, 1998 ; Baily *et al.*, 2003). Elle est appliquée en particulier à la topographie de lits de rivière exondés (Lane *et al.*, 1994 ; Lane, 2000) ou en eau ; on parlera dans ce cas de bathymétrie. Cette technique est employée notamment pour le suivi morphologique des rivières à tresses (Lunt et Bridge, 2004) et pour l'estimation des volumes d'érosion et dépôt (Landwehr et Rhoads, 2003).

Dans le cas général de reconstitution de relief par photographie aérienne, cette technique est opérationnelle (utilisée par exemple par l'IGN). L'utilisation d'une plate-forme légère et peu stable comme le drone et d'appareils non métriques comme les appareils photographiques commerciaux utilisés impose des adaptations spécifiques et le respect de plusieurs critères. Il faut :

1. un rapport base (distance horizontale entre deux positions de prise de vue) sur hauteur proche de 1 ;
2. un bon recouvrement entre deux photos (60 %) ;
3. de bonnes conditions de prise de vue (prise de vue verticale, ligne de vol rectiligne, hauteur de vol constante et une parallaxe dans la seule direction de vol (c'est-à-dire qu'un même point doit être idéalement situé sur une même ligne d'une image à l'autre, au minimum, il ne doit pas y avoir de rotation entre les images) ;
4. un minimum de six points de repère identifiés sur chaque image.

Si les conditions (1), (2) et (4) sont facilement respectées avec le drone, ce n'est pas le cas de la condition (3) limitant ainsi fortement l'utilisation de la photogrammétrie (ou stéréo-photographie).

Si l'objectif visé est l'obtention de la bathymétrie (Butler *et al.*, 2002 ; Westaway *et al.*, 2000), la tâche se complique, car il faut prendre en compte la réfraction à l'interface air-eau et les phénomènes de diffusion et d'atténuation dans l'eau. Et surtout, l'eau doit rester claire pour permettre la distinction du fond de la rivière. Des procédures fondées sur une calibration hauteur-couleur sont aussi utilisées (Carbonneau *et al.*, 2006).

Méthode *Structure from motion*

La méthode *Structure from motion* (*SfM*) est apparue plus récemment. C'est une méthode d'analyse d'une série de photographies (numériques) d'un même objet vu selon divers angles de prises de vues. Un nuage de points tri-dimensionnels est généré à partir du repérage, dans diverses photographies, de points remarquables identiques (après identification des propriétés optiques du dispositif de prise de vue et de la position de l'observateur au moment de l'acquisition des données). Cette technique a l'intérêt de ne nécessiter que de faibles investissements (un appareil photographique grand public peut suffire) et peut être facilement appliquée à l'étude de formes en rivière (Woodget *et al.*, 2015). Il existe de nombreux logiciels pour traiter une telle série d'images. Nous pouvons citer la suite logicielle Micmac de l'IGN (<http://logiciels.ign.fr/?Micmac>).

2.4.2.2 Lidar

La télédétection par laser ou Lidar (*Light Detection And Ranging*) est une technique de mesure à distance fondée sur l'analyse des propriétés d'un faisceau de lumière (du spectre visible, infrarouge ou ultraviolet) renvoyé vers son émetteur. La distance est donnée par la mesure du délai entre l'émission d'une impulsion (issue d'un laser) et la détection d'une impulsion réfléchi, connaissant la vitesse de la lumière. Il existe deux types de Lidar pour une application en géomorphologie: les Lidar aéroportés et les Lidar terrestres (Fig. 2.33). Dans le cas d'un Lidar aéroporté, la position du Lidar est donnée par un récepteur GNSS (*Global Navigation Satellite System*) couplé à une centrale inertielle mesurant les variations d'accélération et d'altitude. Il existe aujourd'hui de nombreuses entreprises offrant ce type de service avec l'utilisation d'avions, hélicoptères, voire plus récemment de drones.

La donnée issue d'un Lidar est un nuage de points avec une certaine densité, fonction de l'appareil et de la distance à l'objet. Dans son utilisation en géomorphologie, un post-traitement est nécessaire pour éliminer (ou non) la végétation. En effet, cette dernière renvoie une partie plus ou moins importante du signal. Il est donc préférable de faire la mesure en hiver. Aussi, la surface libre d'une rivière réfléchit une grande partie du signal limitant la mesure aux parties submergées. Il existe aujourd'hui des Lidar bathymétriques mesurant le temps de parcours de deux impulsions laser de différentes longueurs d'onde: l'infrarouge rétrodiffusé par la surface de l'eau, l'autre (généralement le faisceau vert à 532 nm) qui traverse l'interface air-eau puis est réfléchi par le fond. Ces derniers restent cependant coûteux (le double d'un Lidar topographique) et encore limités aux faibles profondeurs du fait de leur forte sensibilité à la turbidité.

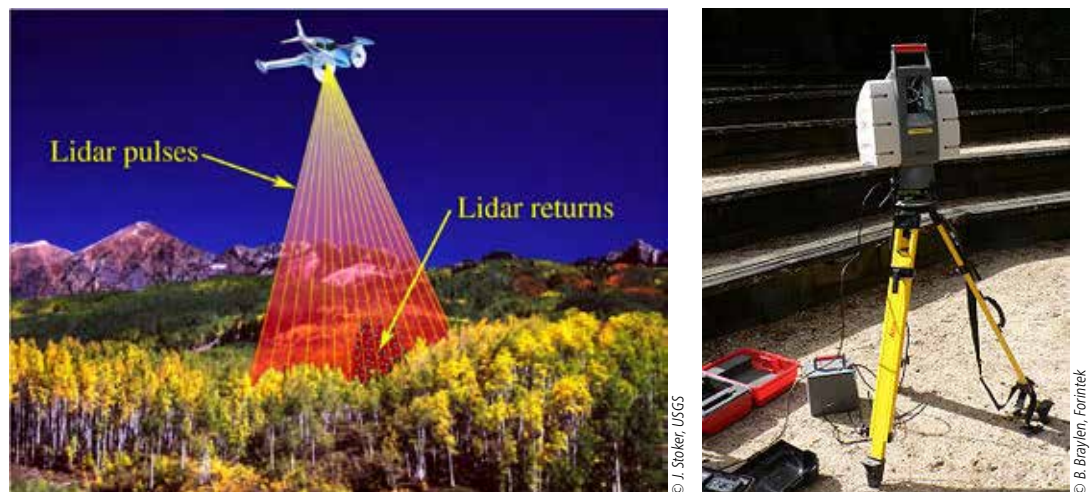


Figure 2.33. Schématisation du principe de mesure Lidar (a) et photographie d'un Lidar terrestre (b).

2.4.2.3 Sonars

Un sonar (*SOund Navigation And Ranging*) est un appareil utilisant les propriétés particulières de la propagation du son dans l'eau pour détecter et situer les objets sous l'eau. Appelé aussi sondeur bathymétrique, son principe est similaire à celui du Lidar, c'est-à-dire, la distance est donnée par la mesure du délai entre l'émission d'un écho et la détection du signal réfléchi par le fond, connaissant la vitesse du son. Si les sondeurs acoustiques les plus courants sont des sondeurs mono-faisceau, il existe aujourd'hui des sondeurs multi-faisceaux, qui permettent en un seul passage (fauchée) de décrire la bathymétrie d'une bande pouvant atteindre plusieurs kilomètres de largeur en maritime (Fig. 2.34). Cette mesure reste encore limitée aux rivières navigables.

2.4.2.4 Intérêts et limites des techniques synoptiques

L'intérêt principal de ces mesures synoptiques est qu'elles permettent d'acquérir rapidement des jeux de données extrêmement denses avec une couverture pouvant être très grande (aéroporté). Leurs coûts bien qu'élevés (plusieurs centaines d'euros par kilomètre pour les Lidar et sonars) deviennent de plus en plus compétitifs par rapport à une campagne de mesures ponctuelles avec tachéomètre et/ou station dGPS. Cette densité de points de mesure (plusieurs points au m²) permet un calcul de volume des objets (bancs, dunes, îles, etc.) très facile évitant la problématique d'interpolation (Jaballah *et al.*, 2018). Les mesures diachroniques peuvent être ainsi très faciles à effectuer si les deux levés sont correctement géoréférencés (Lallias-Tacon *et al.*, 2014). Par ailleurs, il existe des algorithmes permettant d'estimer la hauteur de végétation à partir d'un levé Lidar. Ce sont enfin des outils en évolution avec une amélioration des performances de calcul et algorithmes pour le traitement des données (SfM, etc.) et le développement d'outils de traitement semi-automatique (lit entre berges, caractéristiques des formes émergentes, etc.) qui semblent prometteurs.

Le principal inconvénient vient de la quantité de données. Ce sont généralement des données lourdes à visualiser et à traiter, qui cachent derrière les jolies cartes couleurs des incertitudes pouvant être non-négligeables (cas de fortes pentes et/ou végétation, recalage complexe lorsque l'on manque de points de référence, (Lallias-Tacon *et al.*, 2014)). Enfin, les mesures Lidar et SfM restent encore limitées à la partie émergée car très difficiles sous l'eau.

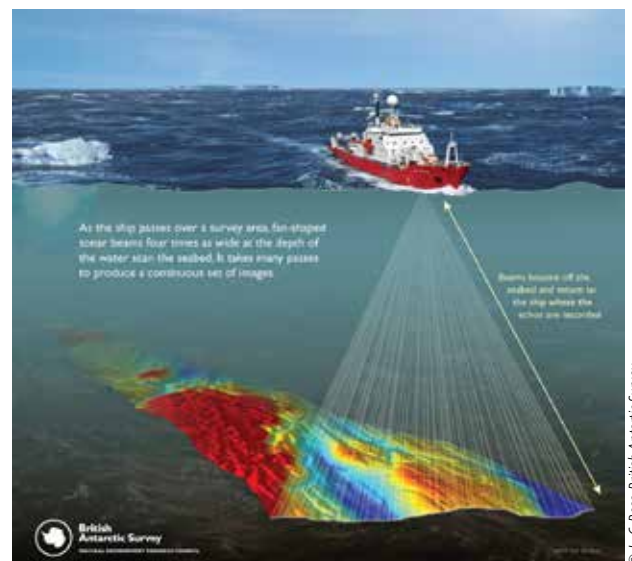


Figure 2.34. Schématisation du principe de mesure sonar.

2.5 Caractéristiques des matériaux

2.5.1 Forme et angularité d'une particule

Une particule sédimentaire peut être caractérisée par les trois axes de l'ellipsoïde associée (Fig. 2.35a) : l'axe le plus long (axe *a*), l'axe intermédiaire (axe *b*) et l'axe le plus petit ou épaisseur (axe *c*). La déviation de la forme d'une particule par rapport à une sphère est généralement quantifiée à l'aide d'un facteur de forme. De nombreux facteurs de forme ont été proposés dans la littérature (Graf, 1971). Un des facteurs les plus utilisés est le facteur de Corey (Corey, 1949) défini par :

$$csf = \frac{c}{\sqrt{ab}} \quad (2.5)$$

csf varie de 0 (particule totalement plate) à 1 (sphère)

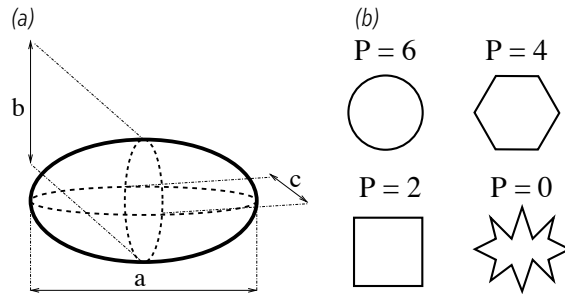


Figure 2.35. Forme (a) et rugosité de surface (b) d'une particule.

Un autre facteur de forme intéressant est la rugosité de surface P , qui correspond à une mesure des variations de courbure le long de la surface de la particule. De faibles distorsions de la surface accroissent le coefficient de traînée et ainsi décroissent la vitesse de chute de la particule (Williams, 1966). D'un point de vue pratique, le coefficient P peut être estimé à l'aide de l'échelle de Briggs *et al.* (1962), telle que présentée dans le tableau 2.4 et la Fig. 2.35(b).

Tableau 2.4 Échelle de Briggs *et al.* (1962) pour la rugosité de surface P d'une particule

P	Description
0,0	parfaitement anguleux
2,0	grains concassés
3,5	sable naturel
6,0	parfaitement lisse

2.5.2 Classification granulométrique

Dans un souci de simplification, une seule mesure caractéristique de la particule est généralement gardée. L'axe b sert ainsi souvent de référence; il correspond en effet à la dimension de la particule mesurée par tamisage. Les particules sont ensuite réparties en classes granulométriques (Wentworth, 1922). Pour obtenir une distribution normale des particules, les bornes de classes suivent une progression suivant un facteur 2, avec une ou plusieurs classes intermédiaires.

2.5.3 Courbe granulométrique

Dans la nature, les particules qui forment le lit d'une rivière ne sont jamais toutes de la même taille et forment une population hétérogène. Afin de représenter cette population, les diagrammes de fréquence d'apparition des particules ou diagrammes de fréquences cumulées sont généralement utilisés (Fig. 2.36 page 41).

2.5.3.1 Diamètre médian et étendue granulométrique

Une utilisation simplifiée de ces courbes se fait par l'intermédiaire de valeurs caractéristiques: le diamètre médian d_{50} et les diamètres à 10 % et 90 % de passant, d_{10} (caractérisant les plus fins) et d_{90} (caractérisant les plus grossiers), respectivement. Ces valeurs s'obtiennent facilement à partir du diagramme des fréquences cumulées (Fig. 2.36b) à partir des valeurs de fréquence cumulée de 50 %, 10 % et 90 %, respectivement. Afin d'apprécier la forme de la courbe granulométrique, l'étendue de cette courbe peut être définie par:

$$\sigma_d = \sqrt{\frac{d_{84}}{d_{16}}} \quad (2.6)$$

où d_{16} et d_{84} correspondent respectivement aux diamètres à 16 % et 84 % de passant.

N.B. Ce choix des valeurs d_{16} et d_{84} (plutôt que d_{10} et d_{90}) est lié à la théorie d'une distribution log-normale (Eq.2.7)

Tableau 2.5 Classification granulométrique de Wentworth (1922), d'après Bunte et Abt (2001), avec les terminologies françaises et anglaises en lien avec la classification russe (utilisée en géologie)

Le terme *galet* (pebble) correspond à un gravier ou cailloux avec les bords arrondis.

Description des particules		d (mm)	$\varphi = -\log_2(d)$	Terminologie russe	
Bloc (boulder)	Très gros (very large)	4 096	—	-12	
	Gros (large)	2 048	—	-11	
	Moyen (medium)	1 024	—	-10	
	Petit (small)	512	—	-9	
		256	—	-8	Bloc
Cailloux (cobble)	Grossier (large)	128	—	-7	
	Fins (small)	64	—	-6	← 100 mm
Gravier (gravel)	Très grossier (very coarse)	32	—	-5	
	Grossier (coarse)	16	—	-4	
	Moyen (medium)	8	—	-3	
	Fin (fine)	4	—	-2	
	Très fin (very fine)	2	—	-1	Gravier
Sable (sand)	Très grossier (very coarse)	1	—	0	
	Grossier (coarse)	0,5	—	1	
	Moyen (medium)	0,25	—	2	Psammite
	Fin (fine)	0,125	—	3	
	Très fin (very fine)	0,0625	—	4	← 0,1 mm
Limon (silt)	Très grossier (very coarse)	0,0313	—	5	
	Grossier (coarse)	0,0156	—	6	
	Fin (fine)	0,00781	—	7	
	Très fin (very fine)	0,00391	—	8	Pelite
Argile (clay)	Très grossier (very coarse)	0,00195	—	9	
	Grossier (coarse)	0,000977	—	10	
	Fin (fine)	0,000489	—	11	
	Très fine(very fine)	0,000244	—	12	← 0,001 mm

N.B. Il faut utiliser avec précaution ces valeurs caractéristiques. Sur la Fig. 2.36 sont représentés deux échantillons bien différents. Ces derniers ont pourtant une même valeur de d_{50} (= 0,3 mm) et σ (= 3,5).

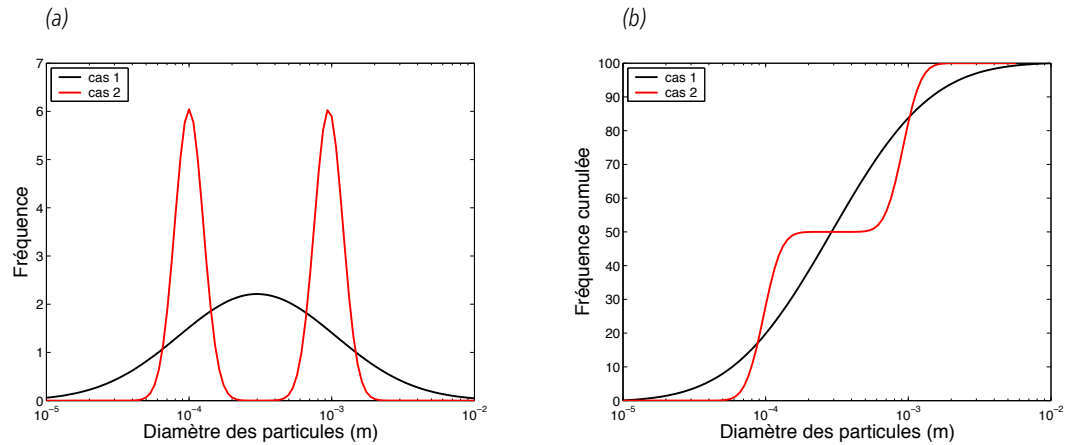


Figure 2.36. Exemples de diagrammes de fréquence d'apparition des particules (a) et diagrammes des fréquences cumulées correspondants (b).

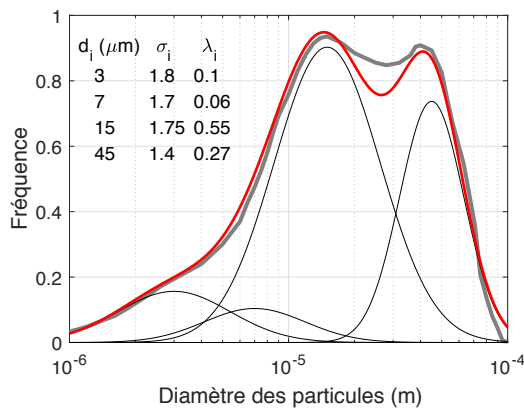


Figure 2.37. Exemple de décomposition en plusieurs modes d'une courbe granulométrique (Launay, 2014).

2.5.3.2 Décomposition en modes principaux

Il est généralement admis que la distribution granulométrique d'un échantillon composé d'une unique classe de sédiments (limons ou sables par exemple) tend vers une distribution log-normale après avoir été transporté en rivière (Middleton, 1976). Une classe de sédiment peut ainsi être décrite selon l'équation :

$$f(\log(d)) = \frac{1}{\sigma_d \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\log(d) - \log(d_{50})}{\sigma_d} \right)^2 \right] \quad (2.7)$$

où la fonction log correspond au logarithme décimal (\log_{10}). Dans la nature, et en particulier pour les sédiments fins en suspension, on rencontre plusieurs classes de sédiment en même temps. Il existe aujourd'hui des méthodes pour décomposer une courbe granulométrique en ses modes les plus probables (Blott et Pye, 2001). Launay (2014) a ainsi utilisé une méthode sous R permettant d'optimiser, par une approche bayésienne, la décomposition (démodulation) d'une courbe granulométrique en plusieurs modes en supposant une combinaison de distributions log-normales (Eq. 2.7) caractérisant chacune des sous-populations (Fig. 2.37). Comme indiqué dans la Figure 2.36, il peut être dans certains cas plus judicieux de travailler sur les modes d'une courbe granulométrique qu'avec le diamètre médian et l'étendue granulométrique.

2.5.4 Porosité d'un lit

La porosité p d'un matériau est donnée par la relation :

$$p = \frac{(V_{total} - V_{solide})}{V_{total}} \quad (2.8)$$

avec V_{total} le volume total d'un échantillon de matériau et V_{solide} la part de ce volume constitué de particules solides (de masse volumique ρ_s). Pour un mélange naturel et peu trié de sédiments non cohésifs, elle est en général de l'ordre de 0,4. Cependant, dans le cas d'une granulométrie étendue, les plus petites particules peuvent s'insérer dans les pores formés par les particules les plus grossières et ainsi fortement réduire la porosité (jusqu'à 0,2). Koltermann et Gorelick (1995) ont montré qu'il existait deux modes dans le cas d'un

mélange bimodal idéal composé d'un sédiment grossier (de porosité $p_{grossier}$ et de concentration solide $c_{s, grossier} = V_{solide, grossier}/V_{solide}$) et d'un sédiment fin (de porosité p_{fin} et de concentration solide $c_{s, fin} = V_{solide, fin}/V_{total}; V_{solide} = V_{solide, grossier} + V_{solide, fin}$) (Fig. 2.38):

- un mode où la structure du lit est dominée par les grossiers; la porosité est alors donnée par:

$$p = p_{grossier} - c_{s,fin}(1 - p_{fin}) \quad (2.9)$$

- un mode où la structure du lit est dominée par les fins; la porosité est alors donnée par:

$$p = c_{s,fin}p_{fin} \quad (2.10)$$

La valeur minimale de la porosité est donc donnée pour $C_{fin} = p_{grossier}$:

$$p_{min} = p_{grossier}p_{fin} \quad (2.11)$$

Il existe de nombreux modèles permettant d'affiner ces résultats en bimodal principalement sur la base du ratio de taille $d_{fin}/d_{grossier}$ (Westman, 1936; Yu *et al.*, 1993; Koltermann et Gorelick, 1995; Nuñez-Gonzalez *et al.*, 2016) voire pour des granulométries étendues (Frings *et al.*, 2011).

Dans le cas de sédiments cohésifs, l'estimation de la porosité est beaucoup plus complexe du fait des phénomènes de floculation et de consolidation. En effet, un dépôt frais de sédiments cohésifs peut avoir une masse volumique très faible et donc une porosité très élevée. Avec le temps, le dépôt se consolide; l'eau contenue dans les pores est libérée induisant une réduction de la porosité.

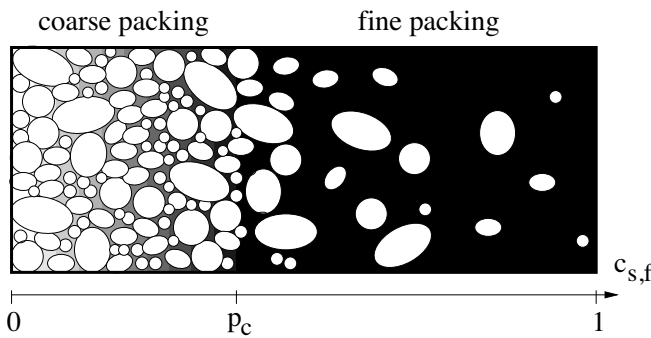


Figure 2.38. Schématisation de la porosité en fonction de la concentration solide $c_{s,f}$ pour un mélange bimodal (d'après Koltermann et Gorelick, 1995).

2.5.5 Vitesse de chute d'une particule

La vitesse de chute des particules est un élément fondamental pour la compréhension de leur comportement sous une action hydrodynamique. Dans une eau calme, suivant l'expérience de Stokes, une particule élémentaire est soumise à la force de gravité (a) et à la résistance opposée par le fluide au mouvement de cette particule (b).

2.5.5.1 Particule sphérique

Les premières études de la vitesse de chute d'une particule se sont faites avec l'hypothèse de sphéricité afin de faciliter les développements mathématiques. La vitesse de la particule est ainsi déterminée en fonction de la force de frottement, et aussi suivant le régime de l'écoulement (Fig. 2.39), agencé par le nombre de Reynolds particulaire \Re_s :

$$\Re_s = \frac{W_s d}{\nu}, \quad (2.12)$$

avec W_s la vitesse de chute de la particule, ν : viscosité cinématique du fluide ($\nu = 10^{-6} \text{ ms}^{-1}$ pour de l'eau à 20° C). On peut distinguer 3 régimes d'écoulement pour lesquels la vitesse de chute s'exprime différemment:

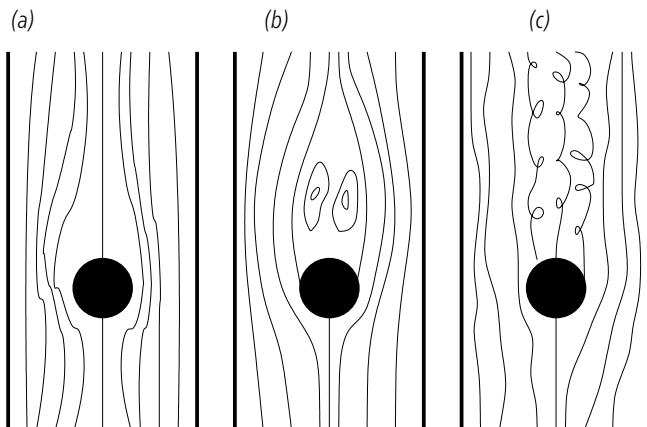


Figure 2.39. Les différents types d'écoulement autour d'une particule en chute dans un fluide : (a) écoulement laminaire ; (b) écoulement semi-turbulent ; (c) écoulement turbulent (Migniot, 1982).

(a) Régime laminaire ($\Re_p < 1$) - loi de Stokes
 $d < 0,12 \text{ mm}$ (silts, sables très fins)

$$W_s \propto d^2 = \frac{1}{18} \frac{(s-1)g}{\nu} d^2 \quad (2.13)$$

(b) Régime semi-turbulent ($1 < \Re_p < 500$) (d'après van Rijn, 1984b)
 $0,12 < d < 1,2 \text{ mm}$ (sables)

$$W_s \propto d \quad (2.14)$$

(c) Régime turbulent ($\Re_p > 500$) (d'après van Rijn, 1984b)
 $d > 1,2 \text{ mm}$ (sables grossiers, galets)

$$W_s \propto d^{1/2} = \sqrt{3.4(s-1)d} \quad (2.15)$$

avec g l'accélération de la gravité ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$) et s la densité du matériau ($s = \rho_s/\rho$).

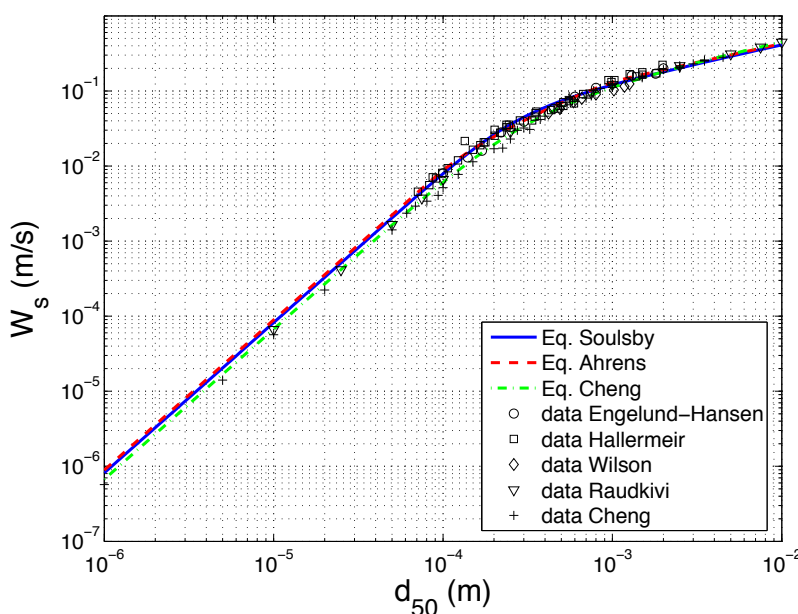
2.5.5.2 Influence de la forme

Il existe de nombreuses autres formules semi-empiriques permettant l'estimation de la vitesse de chute de sédiments naturels pour de faibles concentrations. Ces formules sont généralement basées sur les deux asymptotes observées pour les faibles et fortes valeurs du nombre de Reynolds particulaire, avec des particules sphériques (Wu et Wang, 2005; Camenen, 2007) et calées à partir de données expérimentales diverses. Le graphique Figure 2.40 compare quelques-unes de ces formules avec des valeurs expérimentales pour des sédiments naturels. On peut citer, pour exemple, la formule de Soulsby (Soulsby, 1997):

$$W_s = \frac{\nu}{d_{50}} \left(\sqrt{10.36^2 + 1.049d_*^3} - 10.36 \right) \quad (2.16)$$

avec d_* est le diamètre sédimentologique défini par l'équation:

$$d_* = \left[\frac{(s-1)g}{\nu^2} \right]^{1/3} d_{50} \quad (2.17)$$



Dietrich (1982); Camenen (2007) ont de plus montré que la vitesse de chute diminuait avec un csf décroissant (c'est-à-dire une particule longue et plate chute plus lentement qu'une sphère de diamètre équivalent) et avec la rugosité de surface P (c'est-à-dire une particule rugueuse chute plus lentement qu'une particule lisse).

Figure 2.40. Vitesse de chute des sédiments en fonction de la taille des particules.

2.5.5.3 Influence de la concentration et de la température

La température joue de plus un rôle très important, surtout en régime laminaire, puisqu'elle influence fortement la viscosité dynamique. La concentration peut aussi avoir une influence non négligeable du fait d'un entravement de la vitesse de chute lorsque les concentrations sont élevées (Richardson et Zaki, 1954; Sleath, 1984; Camenen, 2008). Les graphiques Figure 2.41 nous donnent des ordres de grandeur de l'influence de la concentration et de la température sur la vitesse de chute d'une particule.

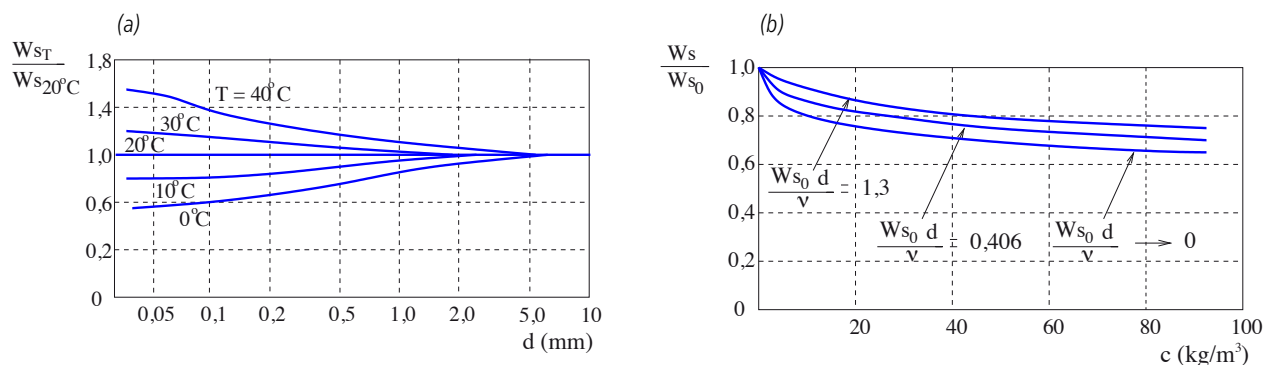


Figure 2.41. Influence de la température (a) et de la concentration en particules (b) sur la vitesse de chute (Sleath, 1984).

2.6 Mesures de la granulométrie

2.6.1 Granulométrie des sédiments fins

La granulométrie des sédiments fins se fait sur la base d'échantillons d'eau (paragraphe 5.2.1.1 et 5.2.1.3) ou de dépôts récupérés sur le lit hors eau.

2.6.1.1 Méthode volumique avec tamisage

La granulométrie des sédiments fins est généralement mesurée indépendamment des sédiments grossiers. Cette dernière peut être mesurée classiquement par tamisage mécanique (Fig. 2.42). Un échantillon témoin permet de mesurer par pesée, après séchage, le pourcentage d'humidité dans l'échantillon. L'échantillon est ensuite pesé, puis passé dans un emboîtement de tamis du plus grossier au plus fin (taille de maille : 1 000, 500, 250, 125, 63, 40, et 20 μm). Ces tamis sont mis en mouvement pendant 10 min (période de 10 s et amplitude des vibrations de 1,30 mm) avec un ajout d'eau pour faciliter l'entraînement des particules vers les tamis inférieurs. Toutes les fractions contenues dans les tamis sont récupérées, séchées à l'étuve (24 h à 90°C), et enfin pesées. Le pourcentage massique de chaque classe granulométrique se calcule alors simplement.

2.6.1.2 Sédimentomètre

La sédimentométrie est la méthode la plus ancienne pour estimer la granulométrie des particules les plus fines. Elle se base sur la relation directe entre la taille des particules et leur vitesses de chute (loi de Stokes, voir équation 2.13). Le principe réside ainsi dans l'estimation du temps de sédimentation d'un échantillon dans une colonne d'eau en supposant une absence d'interaction entre les classes. L'outil le plus couramment utilisé est la pipette d'Andréasen. Celle-ci permet la mesure à une profondeur fixe P_{pa} de l'évolution de la concentration dans le temps. L'abattement $F(d) = 1 - C(i)/C_0$ (C_0 : concentration initiale de l'échantillon) permet d'estimer le pourcentage de la masse totale avec un diamètre plus élevé que celui correspondant à la mesure $C(i)$, soit pour $d(i)$. La vitesse de chute est donnée par $W_{s,i} = P_{pa}/t_i$ avec t_i le temps de passage avant prélèvement. En utilisant une formule de vitesse de chute inversée, il est possible d'en déduire le diamètre $d(i)$ correspondant.



Figure 2.42. Granulométrie des sédiments fins par tamisage (Jodeau, 2007): (a) colonne de tamis, agitateur mécanique et circuit d'eau, (b) échantillon de sédiments fins, et (c) pesée (résolution 0,01 g).

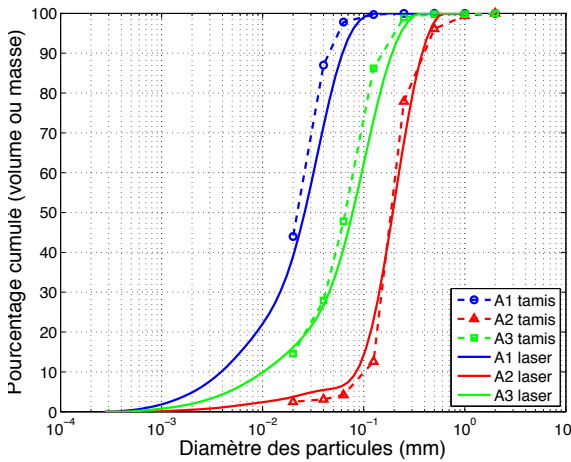


Figure 2.43. Comparaison des répartitions granulométriques obtenues par tamisage mécanique ou par granulomètre laser (Mastersizer 2000, Malvern, propriété de l'OTHU et disponible à l'ENTPE, Lyon).

2.6.1.3 Granulomètre laser

La technique de la granulométrie laser est fondée sur la diffraction et sur la diffusion d'un faisceau laser (théorie de Fraunhofer avec une mesure de la dimension des particules par analyse de la figure de diffraction, et théorie de Mie pour les particules inférieures à 100 µm). En effet la variation angulaire de l'intensité de lumière diffusée lorsqu'un faisceau laser traverse un échantillon de particules dispersées est inversement proportionnelle à la taille des particules. Le résultat est obtenu en volume de particules (obtenu grâce à une hypothèse de sphéricité à partir des sections efficaces mesurées) pour chaque classe granulométrique; le lien avec le pourcentage massique se faisant en supposant une masse volumique constante des particules ($\rho_s = 2\,650\text{ kg/m}^3$). Un intérêt de la granulométrie laser est qu'elle permet d'automatiser et d'affiner la mesure granulométrique (une centaine de classes de 0,02 µm à 2 mm). Un exemple de résultats obtenus en comparaison avec un tamisage mécanique est présenté Figure 2.43 et montre que les méthodes donnent des résultats comparables.

Granulomètre de laboratoire

Les principaux appareils disponibles sont Beckman Coulter LS-13320©, Cilas 1090/1190©, et Malvern Mastersizer 2000©. Une étude récente (Delanghe *et al.*, 2018) a montré que les résultats étaient globalement équivalents pour les appareils de laboratoires. La principale problématique de ce système est la qualité de l'échantillon et sa possible évolution. En effet, le transport et la conservation des échantillons en bouteille impliquent un fort risque de floculation/agglomération des particules. Il est généralement conseillé d'utiliser au préalable de la mesure, des ultrasons pendant 30 s afin de casser les agrégats. Il faut aussi bien faire attention au sous-échantillonnage en particulier pour les particules les plus grosses. En effet, le petit volume mesuré ainsi qu'un système d'agitation souvent insuffisant pour maintenir les particules les plus grosses en suspension peut induire un biais sur la mesure des sables.

Granulomètre de terrain

Les principaux instruments *in situ* sont proposés par la marque Sequoia sous l'appellation LISST (*Laser In-situ Scattering and Transmissometry*). L'appareil LISST-Portable-XR ne permet pas à proprement parler une mesure *in situ* mais une mesure sur le terrain à partir d'échantillons prélevés tout comme les appareils de laboratoire mais après une durée de conservation des échantillons bien plus courte. Ce type d'appareil reste cependant fragile avec un risque important de désalignement des faisceaux lasers. Le LISST-200X permet une vraie mesure *in situ* de la granulométrie et de la concentration (avec une limitation à des concentrations $C < 4\text{ g/l}$).



Figure 2.44. Granulomètres laser de terrain (Sequoia) : LISST Portable XR (a), LISST in situ 100X et 200X (b).

2.6.1.4 Méthodologie pour l'analyse d'un échantillon de sédiments fins

Pour l'analyse d'un échantillon de sédiments fins (généralement contenu dans un flacon avec une certaine concentration), il est vivement conseillé d'utiliser la méthodologie proposée par la norme américaine ASTM D3977 (ASTM, 2007) pour éviter un biais sur les particules les plus grossières (sable). Dramais *et al.* (2018) ont ainsi montré que l'erreur sur la mesure de la proportion de sable dans la masse de MES est proportionnelle à sa concentration. La méthode proposée consiste donc à tamiser l'échantillon prélevé de volume V_1 à $60\ \mu\text{m}$, d'éventuellement laver le refus avec un volume connu V_2 d'eau distillée, de mesurer la concentration C_{fine} (en relation avec le volume V_1) et la granulométrie de la fraction inférieure à $60\ \mu\text{m}$ avec un granulomètre laser, et enfin de mesurer la concentration C_{sable} (en relation avec le volume V_1) et la granulométrie de la fraction supérieure à $60\ \mu\text{m}$ avec un granulomètre laser ou une colonne de tamis. Le raccord des deux courbes granulométriques réalisées doit être fait en proportion des concentrations C_{fine} et C_{sable} .

2.6.1.5 Scaf

Le Système de caractérisation des agrégats et des floccs (Scaf) est un instrument conçu pour être incorporé dans les stations de suivi hydro-sédimentaire (préleveur de type Isco). La mesure est réalisée immédiatement après prélèvement d'un échantillon de la suspension à caractériser par une série de capteurs optiques qui suivent l'évolution de l'absorbance optique durant la sédimentation de l'échantillon (Wendling, 2015; Wendling *et al.*, 2015). Il permet ainsi d'obtenir une estimation de la vitesse de chute *in situ* (avec l'hypothèse que les particules sont faiblement impactées par le système de pompage, le transport et la conservation dans un flacon) ainsi qu'une estimation de la propension de la suspension à flocculer (indice de floculation).

2.6.2 Granulométrie des sédiments grossiers

2.6.2.1 Problématique

Alors que la distribution granulométrique des sédiments fins peut facilement être mesurée par tamisage, cette méthode peut difficilement être appliquée à des sédiments de taille plus importante, car elle nécessite le prélèvement de volumes d'échantillon représentatifs très importants (la masse à prélever dépend de la taille du plus gros grain et elle représente souvent plusieurs centaines de kg). De ce fait, la mesure granulométrique en rivières graveleuses se fait généralement à partir d'échantillonnages de surface.

Comme indiqué sur la Figure 2.45, la mesure de l'état de surface diffère légèrement de la mesure par couche (liée à la méthode par tamisage). Il est de plus important de noter que l'échantillonnage de surface ne prend en compte que les particules directement exposées aux contraintes hydrauliques. La granulométrie y est généralement plus grossière que dans la couche de subsurface (phénomène d'armurage). L'échantillonnage de subsurface pourrait se faire aussi par échantillonnage de surface à condition d'enlever la couche de surface sur une surface suffisante.

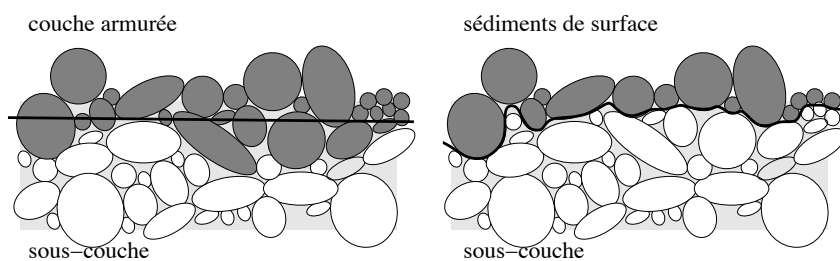
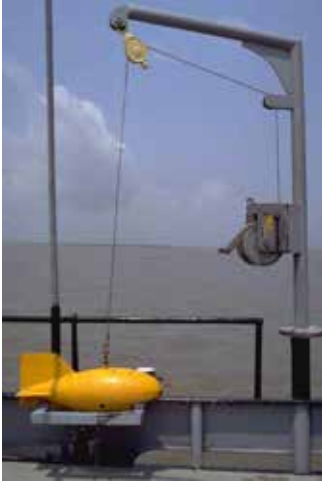


Figure 2.45. Différenciation de la couche d'armure de la couche de surface (d'après Bunte et Abt, 2001).

(a)



© J.-J. Peters

(b)



© J.-J. Peters

Figure 2.46. Photos de l'échantillonneur de fond US B-54 déployé depuis une potence de bateau (a) et expliquant le principe de fonctionnement (b).

2.6.2.2 Prélèvement

Dans le cas des rivières sablo-graveleuses, il est possible d'analyser un volume prélevé à l'aide d'une colonne à tamis (paragraphe 2.6.1.1 et Fig. 2.42 page 44) en choisissant un emboîtement de tamis adapté (tailles des mailles de 20, 10, 5, 2, 1 mm, 500, 250, 125, et 63 μm). Si le prélèvement de l'échantillon est aisé hors eau, il peut devenir problématique au fond d'une rivière. Un échantillonneur de fond a ainsi été proposé (US BM-54 bed sampler, FISP, https://water.usgs.gov/fisp/catalog_index.html). Comme montré sur la Figure 2.46, ce préleveur peut être aisément déployé depuis une potence fixée sur un bateau.

2.6.2.3 Méthode statistique par comptage de surface

Une méthode de référence est la méthode dite de Wolman (1954), qui consiste à prélever une centaine de particules au moyen d'une grille ou d'une ligne positionnée sur la surface de collecte (Rice et Church, 1998; Bunte et Abt, 2001). Cette méthode consiste à mesurer l'axe b des particules situées exactement à tous les nœuds d'une grille régulière ou à intervalles réguliers le long d'une trajectoire rectiligne (suivant une ligne de courant par exemple) ou en zigzag (Kondolf et al., 2003a). La grille ou la ligne de collecte peuvent être matérialisées par un décimètre que l'on déplace dans le lit ou par un arpentage au pas, la longueur du pas correspondant au pas d'échantillonnage. Lorsqu'on utilise un décimètre, le pas d'échantillonnage est généralement fixé à deux fois l'axe b de la particule la plus grosse. La méthode au pas présente l'intérêt de pouvoir être utilisée plus facilement lorsque les hauteurs d'eau sont importantes et rendent l'utilisation d'un décimètre délicate voir impossible. Bunte et Abt (2001) ont observé que, pour obtenir un échantillonnage représentatif, le nombre minimal de particules à prélever doit être compris entre 100 et 200.

L'utilisation du gabarit (Fig. 2.47) permet de classer rapidement une particule sédimentaire. Elle offre également de meilleures conditions de reproductibilité car elle évite les erreurs liées à l'identification de l'axe b (diminution de la variance induite par l'opérateur). Son utilisation est donc préférée à celle d'une règle graduée ou d'un pied à coulisse. On retient systématiquement la dimension du plus petit carré dans lequel la particule peut passer. Afin de rendre l'échantillonnage aléatoire, il est généralement conseillé de détourner le regard du substrat lorsqu'on collecte la particule, les opérateurs ayant tendance à collecter préférentiellement les grosses particules.



© B. Camenen

Figure 2.47. Gabarit de mesure granulométrique réalisé à partir du modèle FISP (Federal Interagency Sedimentation Project US SAH97). Les côtés des carrés mesurent 4 ; 8 ; 11,3 ; 16 ; 22,6 ; 32 ; 45,3 ; 64 ; 90,5 ; 128 mm.

La méthode de Fher (1987) consiste en la mesure des diamètres (axe b) de toutes les particules coupées par une ligne fictive tracée sur le terrain ou sur une photo orthorectifiée de l'échantillon.

Ces méthodes d'échantillonnage engendrent deux biais par rapport à un échantillonnage par tamisage :

- une sous-estimation des particules les plus fines due aux difficultés rencontrées par les opérateurs pour les saisir et les mesurer. Wolman (1954) proposait à l'origine de ne prendre en compte dans l'échantillon que les particules supérieures à 4 mm. D'autres auteurs proposent d'utiliser un seuil à 8 mm (Kondolf, 1997a) ;
- une estimation des fréquences en nombre d'individus et non en fonction de leur masse.

2.6.2.4 Méthode surfacique et analyse d'image

La méthode surfacique consiste à récolter l'ensemble des particules de surface (Fig. 2.45) à l'intérieur d'une surface prédéterminée (entre 0,1 et 1 m^2 selon la taille des particules les plus grossières). Cela reste une méthode difficilement applicable pour les sédiments les plus fins. Ces derniers sont en effet trop nombreux pour être ramassés à la main et gratter la couche de surface peut créer un biais. Bunte et Abt (2001) citent de nombreuses méthodes par adhésion des particules de surface ; ces dernières restent cependant fastidieuses à mettre en œuvre. Il est aussi possible de prendre une photographie à hauteur d'homme vers le sol et quasi-ver-

ticale d'une surface donnée avec un repère permettant d'avoir une référence métrique. Encore une fois, l'analyse manuelle d'une image reste fastidieuse. Le plus simple est d'appliquer la méthode de Fher (1987) le long d'une ligne fictive.

Il est aussi très important de bien faire attention aux conversions liées aux différentes méthodes de mesure pour un ensemble de particules (attention, ceci n'est pas vrai pour une méthode statistique comme celle de Wolman (1954) où le biais sur la taille lié à la méthode par comptage est compensé par la probabilité de mesurer une particule de taille donnée). Le tableau 2.6 donne les différentes conversions liées aux trois principales méthodes avec une représentation graphique donnée en Figure 2.48 pour un exemple d'un même échantillon étudié selon les différentes méthodes. Pour la méthode volumétrique, on mesure pour chacune des classes un volume $V_i = M_i / \rho_s$ (M_i : masse de l'échantillon correspond au tamis i , $\rho_s \approx 2650 \text{ kg/m}^3$); pour la méthode surfacique, on mesure la surface S_i correspondant à chacune des classes i (en général sur la base d'une image); et enfin pour la méthode par comptage, on compte le nombre de particules n_i correspondant à chacune des classes i .

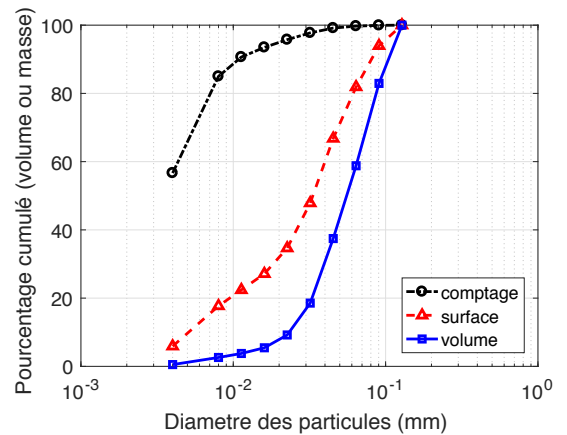


Figure 2.48. Comparaison des répartitions granulométriques obtenues par les différentes méthodes de mesure d'un ensemble de particules : comptage, surface et volume (sur la base d'une mesure avec un gabarit (voir Fig. 2.47).

Tableau 2.6 Conversion entre les différentes méthodes de mesure d'un ensemble de particules (sur la base d'une mesure avec un gabarit ; voir Fig. 2.48).

Diamètre d_i en m	4	8	11,3	16	22,6	32	45,3	64	90,5	128
Méthode volumique : mesure V_i										
Méthode surfacique : mesure S_i										
Méthode par comptage : mesure n_i										

Analyse d'image pour l'estimation de la granulométrie

Aujourd'hui, il existe des outils de traitement d'image permettant d'analyser rapidement les tailles des particules observées sur l'image. Si la résolution des photographies permet de distinguer clairement les particules (surface d'une particule supérieur à environ 50 à 2000 pixels), une analyse par segmentation peut fournir la taille des sédiments de type galet (Butler *et al.*, 2002; Graham *et al.*, 2005; Rollet, 2002). Il faut cependant bien avoir en tête qu'il existe un biais dans cette analyse d'image car c'est une vision 2D; ce qu'on voit d'une particule en surface peut être différent de la réalité. De plus, des erreurs peuvent se produire en cas de particules multicolores (scission d'une particule) ou des particules accolées (fusion de particules). Le logiciel Basegrain (<http://www.basement.ethz.ch/download/tools/basegrain.html>) donne des résultats tout à fait corrects si la structure des particules est homogène (Fig. 2.49). Buscombe (2013) a proposé un autre logiciel (*Digital Grain Size Proect*, https://dbuscombe-usgs.github.io/DGS_Project/) permettant une analyse avec différents algorithmes.

2.6.2.5 Stratégie de mesure

La mesure granulométrique est très coûteuse en temps. Il faut compter une demi-heure environ pour échantillonner une centaine de particules pour deux personnes avec la méthode de Wolman. Des techniques d'analyse d'image ou d'estimation visuelle des diamètres d_{10} , d_{50} et d_{90} par des opérateurs entraînés (Latulippe *et al.*, 2001) permettent de réduire ces temps de mesure. Pour une étude d'un tronçon de rivière particulier, une évaluation granulométrique visuelle par zone, complétée par des mesures ponctuelles de référence, permet d'obtenir une information généralisée sur toute la zone étudiée (Jodeau *et al.*, 2007). Sur le terrain, l'opérateur définit des polygones à l'intérieur desquels la granulométrie est jugée uniforme; ces polygones sont reportés sur une photographie aérienne de la zone étudiée (Fig. 2.50). Pour chaque polygone, l'opérateur peut évaluer visuellement la proportion surfacique de chacune des classes (c_1 à c_5) de l'échelle de Wentworth (1922) (c_1 : sables et limons (< 2 mm), c_2 : graviers (< 6,4 cm), c_3 : petits galets (< 12,8 cm), c_4 : gros galets (< 25,6 cm), et c_5 : blocs (> 25,6 cm). Une ou plusieurs granulométries avec échantillonnage par grille peuvent aussi être réalisées sur cette zone à titre de référence (Fig. 2.50a). Une dernière possibilité est de faire un échantillonnage aléatoire pour chaque polygone (zone) en essayant de parcourir une large partie du polygone (Fig. 2.50b).

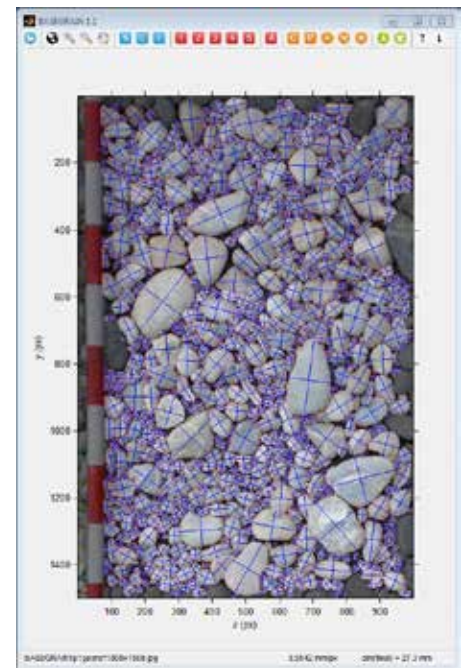


Figure 2.49. Exemple de résultat obtenu avec le logiciel Basegrain.

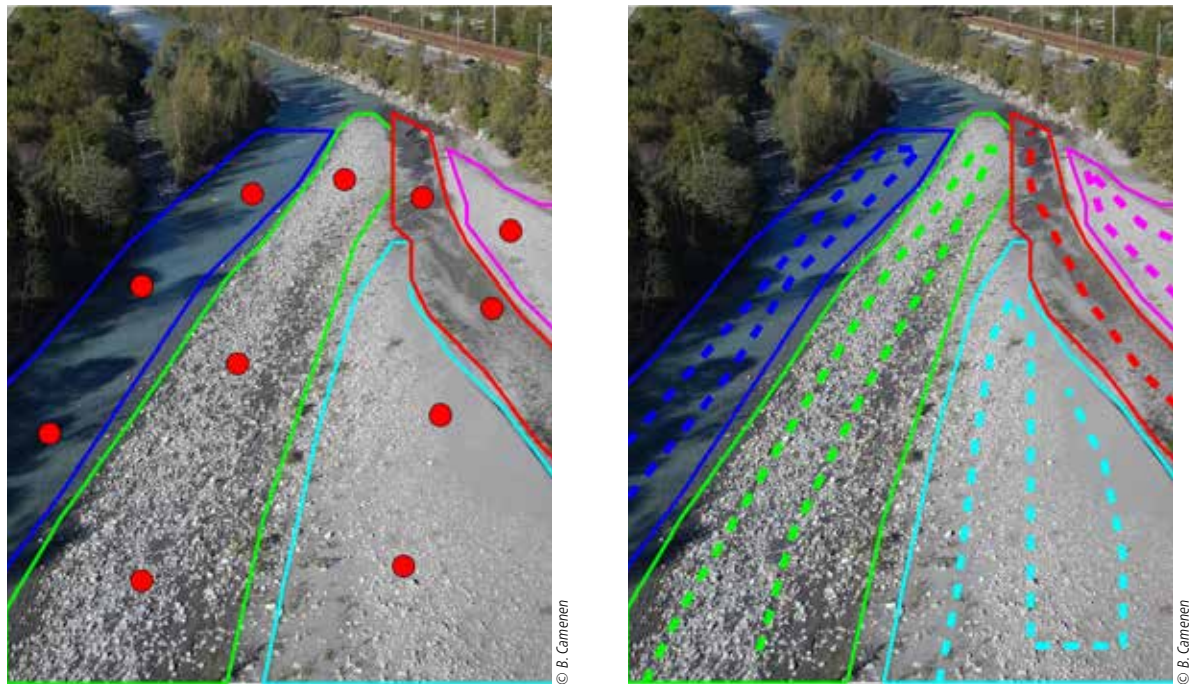
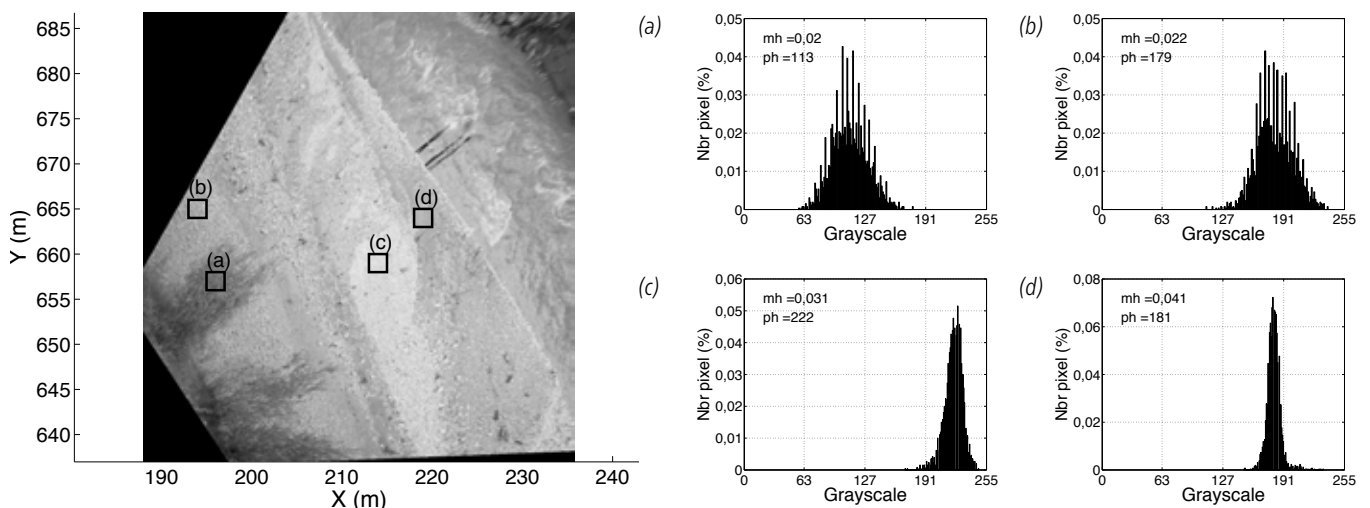


Figure 2.50. Stratégie de mesure de la granulométrie de surface par découpage en zones homogènes et analyse de plusieurs échantillons représentatifs (a), ou analyse d'un échantillonnage aléatoire sur l'ensemble de la zone (b).

2.6.3 Utilisation de la photographie aérienne pour l'analyse de l'état de surface

Dans le cas de photographies aériennes, la résolution est généralement trop faible pour distinguer les particules une à une. Cependant, une approche automatisée pour l'analyse granulométrique des zones émergées reste tout de même possible (Carbonneau *et al.*, 2004; Camenen *et al.*, 2013). À partir de paramètres calibrés sur des informations obtenues au sol, la semi-variance 2D peut être corrélée au diamètre médian des grains. Cette analyse de type géostatistique peut être complétée par une analyse de texture (Verdu *et al.*, 2005) et étendue aux zones immergées (Carbonneau *et al.*, 2005). Camenen *et al.* (2013) ont, de la même manière, proposé une méthodologie d'analyse granulométrique à partir de photographies aériennes sur la base de classification d'histogrammes (Fig. 2.51). Une telle méthode permet de distinguer les dépôts de fines, des graviers uniformes, aux zones mélangées.

Figure 2.51. Exemples d'histogrammes pour différents objets dans une image orthorectifiée (banc MJ, Arc-en-Maurienne): (a) arbres, (b) mélange sédiments fins et grossiers (c) sédiments grossiers, et (d) dépôts de sédiments fins (Camenen *et al.*, 2013).





3 Contraintes sur le fond des rivières et mise en mouvement des sédiments

3.1 Contrainte de cisaillement au fond

3.1.1 Qu'est-ce que la contrainte de cisaillement au fond ?

La contrainte de cisaillement au fond correspond à la force de l'écoulement exercée sur une surface donnée du fond de la rivière. Elle est donc homogène à une pression exprimée en Pascal. On parle aussi de contrainte hydraulique; c'est le paramètre clé reliant l'hydraulique à la morphologie de la rivière et au transport solide. En faisant un bilan des forces sur un volume infinitésimal $dSdx$ (Fig. 3.1a), en écoulement uniforme, la force de frottement sur le fond équilibre la composante transversale de la force de pesanteur, soit:

$$\rho g dSdx \sin \alpha = \tau_f dydx \quad (3.1)$$

avec α l'angle que fait la pente d'énergie J dans la direction longitudinale avec l'horizontale.

La pente d'énergie J se définit comme la dérivée de la charge H selon l'axe de l'écoulement, soit:

$$J = \frac{dH}{dx} = \frac{d}{dx} \left(z_w + \frac{U^2}{2g} \right) \quad (3.2)$$

où z_w est le niveau de la surface libre, U la vitesse moyenne de l'écoulement et g l'accélération de la gravité. Dans le cas d'un écoulement uniforme, on a donc $J = I$. Si nous faisons en plus l'hypothèse d'une pente faible, $I_f \approx \tan \alpha \approx \sin \alpha$; nous obtenons donc:

$$\tau_f(y) = \rho g \frac{dS(y)}{dy} I_f = \rho g R_h(y) I_f \quad (3.3)$$

où y est la direction curviligne transversale prise au niveau du fond, ρ est la masse volumique de l'eau, et $R_h = dS/dy$ le rayon hydraulique estimé localement (Fig. 3.1b).

Si l'on revient au cas général, soit en écoulement non-uniforme, la contrainte de cisaillement au fond est ainsi classiquement calculée à partir de:

$$\tau_f(y) = \rho g R_h(y) J \quad (3.4)$$

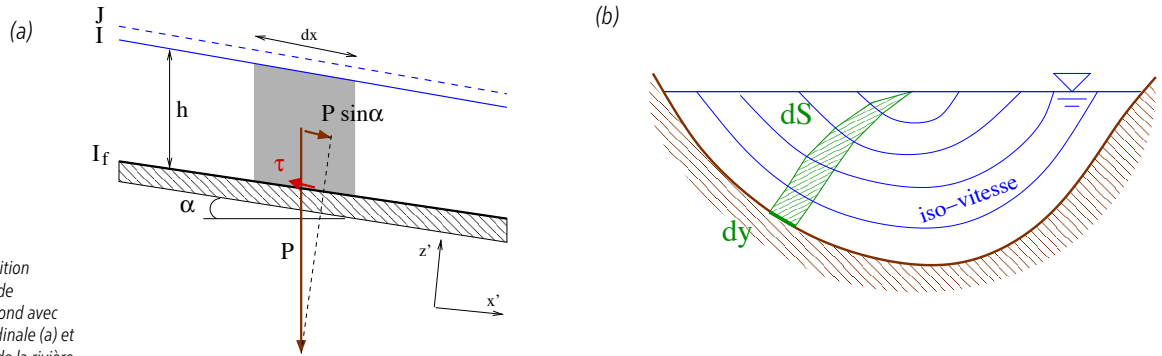


Figure 3.1. Définition de la contrainte de cisaillement au fond avec une vue longitudinale (a) et transversale (b) de la rivière.

3.1.2 Contrainte moyenne

Valeur moyenne sur la section

Une première simplification en rivière est souvent de passer en uni-dimensionnel, soit de travailler avec les paramètres hydrauliques moyens sur une section en travers de l'écoulement. L'équation 3.4 s'écrit de la même manière mais le rayon hydraulique moyen sur la section est $R_{hm} = A_w/P_w$ avec A_w la section mouillée, et P_w le périmètre mouillé. Nous utiliserons par la suite la variable U_m pour la vitesse moyennée sur la section de l'écoulement.

Hypothèse de grande largeur

À l'exception des canaux artificiels, la plupart des rivières rencontrées ont une largeur bien supérieure à la hauteur d'eau. Comme le montre la Figure 3.2, on se laisse facilement influencer par la représentation graphique des sections en travers où l'échelle est bien plus petite pour l'axe vertical que pour l'axe horizontal. La conséquence directe de cette hypothèse de grande largeur est que $R_{hm} \approx H_m$, où H_m est la hauteur d'eau moyenne dans la section de l'écoulement.

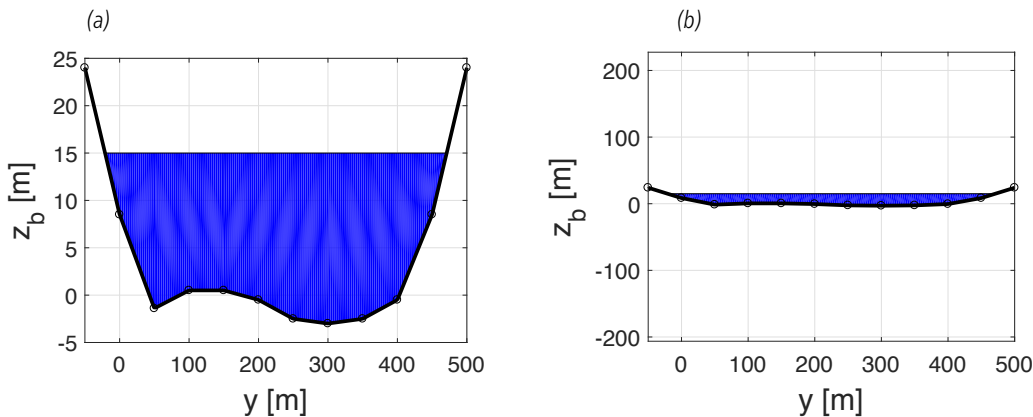


Figure 3.2. Section en travers du Mékong à Luang-Prabang présentée de façon lisible (a) et présentée en conservant la même échelle pour l'axe vertical et l'axe horizontal (b).

Écoulement uniforme

L'estimation de la pente d'énergie en fonction du débit reste très approximative sans modèle numérique. L'utilisation de la pente moyenne de la surface libre, voire du fond (en supposant l'écoulement uniforme) est souvent utilisée en première approximation même si cela reste une très forte approximation.

Au final, la contrainte moyenne sur la section de l'écoulement peut être estimée :

$$\tau_{fm} = \rho g H_m I_f \quad (3.5)$$

Estimation de la pente moyenne du fond

La pente du fond est le paramètre clé pour le calcul de la contrainte hydraulique. Son estimation à partir de mesures de terrain est cependant moins simple que l'on pourrait le croire :

- la pente de la ligne d'eau à l'étiage est préférable à la pente du thalweg (Fig. 3.3a) : évite les incertitudes liées aux variabilités possibles (transversales et longitudinales) du thalweg (fosses, radiers, etc.) ;
- attention à l'échelle de l'estimation de la pente (Fig. 3.3a) : on peut choisir un tronçon moyenné incluant des systèmes de radiers-mouilles ou une série de tronçons pour les mouilles et radiers séparés ;
- attention à la désignation de la longueur du lit (Fig. 3.3b) : l'axe du lit d'étiage divaguant entre les macro-formes est plus long que l'axe du lit de plein bord.

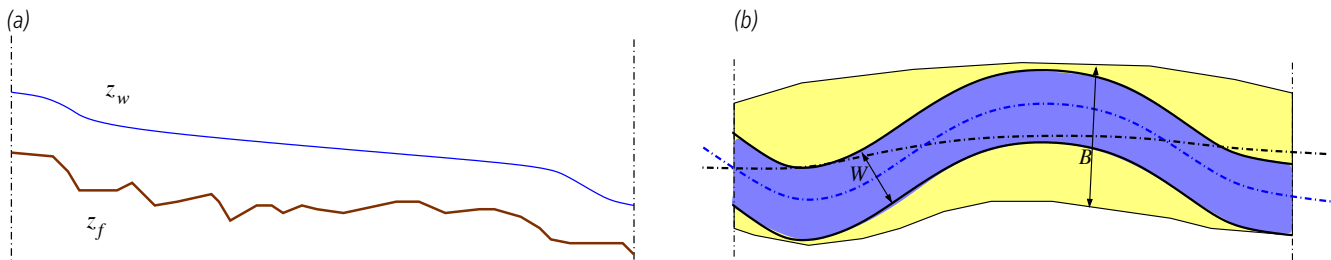


Figure 3.3. Problématiques pour estimer la pente du fond liées à la variabilité du fond (a) et au choix de la longueur du tronçon (b).

3.1.3 Contrainte hydrodynamique et profil des vitesses

Même si nous ne chercherons pas à développer cette partie, il est important de savoir que le profil des vitesses sur la colonne d'eau est directement relié à la contrainte hydraulique s'exerçant sur le fond. Le profil théorique le plus courant est le profil logarithmique ; il s'obtient en utilisant le concept de la longueur de mélange pour un écoulement turbulent rugueux (Yalin, 1992) :

$$\frac{u(z)}{u_*} = \frac{1}{\kappa} \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \quad (3.6)$$

où $u_* = \sqrt{\tau_f/\rho}$ est la vitesse de frottement au fond, $\kappa = 0,41$ la constante de von Karman et z_0 la longueur de rugosité ou la cote z (au-dessus du fond) où la vitesse est nulle. La valeur de z_0 est directement associée à la rugosité hydraulique k_s :

$$z_0 = \frac{k_s}{30} \quad (3.7)$$

Cette rugosité hydraulique est généralement reliée à la taille des particules au fond :

$$k_s = \alpha d_{90} \quad (3.8)$$

avec d_{90} est le diamètre des grains à 10 % de passant (diamètre représentatif des particules grossières) et α une constante ($\alpha = 2$ selon Yalin, 1992 ; Camenen *et al.*, 2006). On considère un écoulement turbulent rugueux lorsque le nombre de Reynolds de frottement $\Re_k = u_* k_s / \nu > 70$.

La vitesse de frottement (ou la contrainte de cisaillement au fond) peut être reliée à la vitesse moyenne sur la verticale du courant U et z_0 en moyennant l'équation 3.6 sur la hauteur d'eau :

$$\frac{u_*}{U} = \sqrt{C_d} = \frac{\kappa}{|1 + \ln(z_0/h)|} \quad (3.9)$$

avec C_d un coefficient de frottement.

Pour les cas pratiques, on utilise aussi une fonction puissance empirique pour décrire le profil vertical de vitesse :

$$\frac{u(z)}{u_a} = \left(\frac{z}{z_a} \right)^{1/m} \quad (3.10)$$

où u_a est la vitesse mesurée à la cote de référence $z = z_a$ et m est un coefficient empirique dépendant de la rugosité et donc du nombre de Reynolds ($2 < m < 10$, $m = 2$ correspond à un fond très rugueux alors que $m = 10$ correspond à un fond lisse ; $m = 6$ est la valeur la plus courante en rivière).

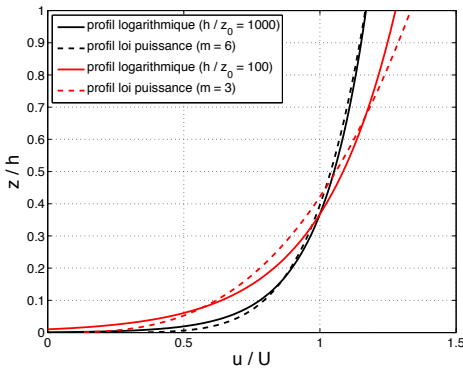


Figure 3.4. Profils de vitesses adimensionnés en suivant une loi logarithmique et une loi puissance.

Les profils de vitesse adimensionnés selon les équations 3.6 ou 3.10 ont été tracés sur la Figure 3.4 pour deux rugosités différentes ($h/z_0 = 10^3$ et 10^2). Si m est correctement choisi (fonction du rapport h/z_0 , soit $m = 6$ et 3 pour l'exemple de la Figure 3.4), la loi puissance s'apparente à la loi logarithmique. Les vitesses près du fond restent cependant sur-estimées. Une valeur caractéristique apparaît: $u_{z \approx 0.37h} = U$.

Sur le terrain, il est difficile d'estimer la cote du fond avec exactitude. Il est plus pratique de se repérer par rapport à la surface libre que par rapport au fond. Ainsi, le repère vertical est généralement pris dirigé vers le bas et on parle alors de profondeur p tel que $p = 0$ à la surface ($z = h$), et $p = h$ au fond ($z = 0$).

3.1.4 Contrainte hydrodynamique et coefficients de frottement

Loi de Manning-Strickler

Une des premières lois reliant la contrainte hydraulique à la vitesse moyenne de l'écoulement est celle de Manning-Strickler (Manning, 1891; Strickler, 1923). Certains Français rappelleront d'ailleurs que l'origine de cette loi est à attribuer à Gauckler (1867) :

$$U_m = K_s R_h^{2/3} I_f^{1/2} \quad (3.11)$$

avec K_s le coefficient de Strickler. Cette équation est plus souvent utilisée pour faire le lien entre le débit, la hauteur d'eau et la pente, soit :

$$Q = A_w K_s R_h^{2/3} I_f^{1/2} \approx W K_s H_m^{5/3} I_f^{1/2} \quad (3.12)$$

où W est la largeur au miroir.

Coefficients de frottement

De nombreux coefficients de frottement ont été définis dans la littérature, comme les coefficients de Darcy-Weisbach f , de Chézy C_c , de Strickler K_s ou de Manning n . L'équation 3.13 donne les relations entre tous ces coefficients (valable pour un écoulement turbulent rugueux seulement) :

$$C_d = \frac{f}{8} = \frac{g}{C_c^2} = \frac{gn^2}{R_h^{1/3}} = \frac{g}{K_s^2 R_h^{1/3}} \quad (3.13)$$

Ainsi, en utilisant la loi de Manning-Strickler, la contrainte de cisaillement au fond s'écrit :

$$\tau_f = \frac{\rho g U^2}{K_s^2 R_h^{1/3}} \quad (3.14)$$

En hydraulique fluviale (en France), les coefficients de Chézy C_c ou de Strickler K_s restent les plus utilisés. Pour chacun de ces coefficients, des tableaux de valeurs ont été proposés pour donner une première estimation de la rugosité pour différents types de fond (tableau 3.1). Il est à noter que la plupart des lois proposées (lois de paroi) ne sont normalement pas valables pour décrire des macro-rugosités (arbre, maison); les valeurs proposées ne sont donc que des estimations grossières.

Tableau 3.1 Quelques exemples de rugosités et coefficients de frottement

Type de paroi	Rugosité équivalente k_s (m)	Coefficient de strickler K_s ($m^{1/2}s^{-1}$)	Coefficient de frottement adimensionnel f_c
Acier	de 10^{-4} à $4 \cdot 10^{-4}$	de 65 à 100	de $2 \cdot 10^{-3}$ à $5 \cdot 10^{-3}$
Béton	de $2 \cdot 10^{-4}$ à $3 \cdot 10^{-3}$	de 50 à 90	de $2.5 \cdot 10^{-3}$ à $8 \cdot 10^{-3}$
Pierre	de $8 \cdot 10^{-3}$ à $15 \cdot 10^{-3}$	de 40 à 80	de $3 \cdot 10^{-3}$ à $1.2 \cdot 10^{-2}$
Sable	de $1 \cdot 10^{-4}$ à $1 \cdot 10^{-3}$	de 45 à 80	de $3 \cdot 10^{-3}$ à $5 \cdot 10^{-2}$
Gravier	de $1 \cdot 10^{-3}$ à $5 \cdot 10^{-2}$	de 20 à 45	de 10^{-2} à $5 \cdot 10^{-2}$

Il existe des formulations permettant de relier les coefficients de frottement à la taille des particules formant le lit du cours d'eau. On utilise pour la hauteur de rugosité $K_s = 2d_{90}$ (Yalin, 1992; Camenen *et al.*, 2006). De manière équivalente, le coefficient de Strickler (1923) peut être estimé en fonction de la granulométrie :

$$K_{sg} = \frac{21}{d_{50}^{1/6}} \approx \frac{26}{d_{90}^{1/6}} \quad (3.15)$$

Dans le cas de rivière à forte pente et donc avec des sédiments grossiers (graviers, cailloux, blocs), de nombreux auteurs ont proposé une formulation directe du coefficient de frottement (Darcy-Weisbach) en fonction de la rugosité relative R_{hm}/d_{84} (Rickenmann, 1991; Smart *et al.*, 2002; Ferguson, 2007). Ferguson (2007) a ainsi proposé :

$$\frac{U}{u_*} = \frac{2.5(h/d_{84})}{\sqrt{1 + 0.15(h/d_{84})^{5/3}}} \quad (3.16)$$

Plus récemment, Rickenmann et Recking (2011) ont proposé une nouvelle équation fonction du débit liquide unitaire $q = Q/W$ (avec W la largeur au miroir) et du diamètre représentatif d_{84} sur la base d'un jeu de données de près de 3 000 points expérimentaux de terrain. Ils ont entre autres observé une sensibilité du coefficient de frottement à la rugosité relative de plus en plus forte avec les faibles rugosités relatives :

$$\frac{U}{u_*} = 1.443 \sqrt{\frac{d_{84}}{R_{hm}}} q_*^{0.6} \left[1 + \left(\frac{q_*}{43.78} \right)^{0.8214} \right]^{-0.2435} \quad (3.17)$$

où R_{hm} est le rayon hydraulique moyen sur la section, et $q_* = q/\sqrt{gI_f d_{84}^3}$ le débit unitaire adimensionné.

3.2 Mise en mouvement d'une particule

3.2.1 Forces agissant sur une particule solide

Une particule de diamètre d au fond d'un cours d'eau ne peut être mise en mouvement que si les forces hydrodynamiques qui agissent sur elle (traînée, portance) sont supérieures aux forces stabilisatrices de pesanteur propre à l'élément et à son imbrication dans le lit. Ces forces peuvent être simplifiées comme :

- forces hydrodynamiques (contrainte de cisaillement) : $F_t \approx \tau_f S_{particule} \propto \tau_f d^2$;
- poids relatif : $F_r \approx (\rho_s - \rho) g V_{particule} \propto (\rho_s - \rho) g d^3$.

Il est possible aussi d'introduire le début de mouvement comme le basculement de la particule autour de son point de contact avec le fond (particule en aval). Il s'agit alors de faire le bilan des moments des forces par rapport à ce point de contact.

3.2.2 Début d'entraînement des matériaux et paramètre de Shields

Le début de mouvement apparaît donc lorsque les forces hydrodynamiques deviennent supérieures au poids relatif, soit pour une valeur critique de la contrainte de cisaillement au fond τ_f . Shields (1936) a proposé d'utiliser le paramètre adimensionnel suivant, nommé paramètre de Shields :

$$\theta = \frac{\tau_f}{(\rho_s - \rho) g d} \quad (3.18)$$

À partir d'une étude expérimentale en canal, Shields (1936) a observé que la valeur critique de mise en mouvement θ_c variait entre 0,03 et 0,2. Il a ainsi proposé un diagramme reliant deux grandeurs adimensionnelles : le nombre de Reynolds particulaire $R_{e*} = u_* d/\nu$ et le paramètre de Shields θ . Du fait du caractère itératif de la résolution du diagramme de Shields, Yalin (1992) a proposé une version simplifiée où θ est fonction du diamètre sédimentologique d_* (Fig. 3.5).

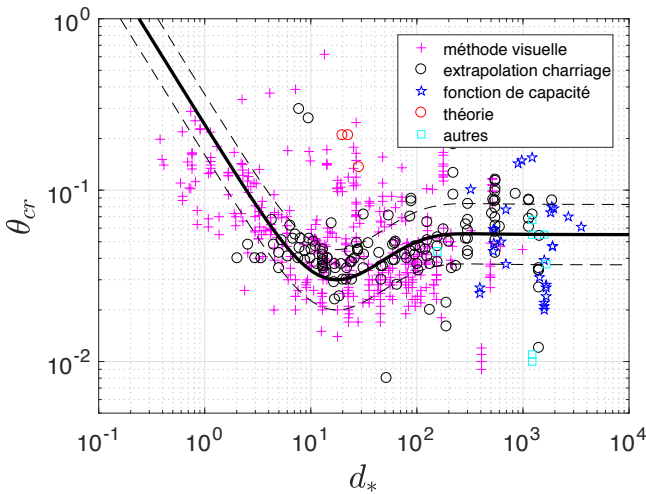


Figure 3.5. Diagramme de Shields-Yalin (Yalin, 1992) avec les données expérimentales collectées par Buffington et Montgomery (1997).

Le choix ou calcul de la valeur de θ_{cr} est un point sensible pour l'estimation du charriage car dans de nombreux cas la contrainte de cisaillement reste proche de cette contrainte critique (Ryan *et al.*, 2002; Camenen *et al.*, 2011). La formule de Soulsby et Whitehouse (1997) donne une bonne approximation du diagramme de Shields-Yalin :

$$\theta_{cr} = \frac{0.24}{d_*} + 0.055 [1 - \exp(-0.02d_*)] \quad (3.19)$$

avec $d_* = [g(s-1)/\nu^2]^{1/3}$ et d le diamètre sédimentologique.

3.2.3 Influence de la pente du fond

La Figure 3.5 montre qu'il existe une forte dispersion dans les résultats. Cette dispersion peut s'expliquer par les différentes méthodes utilisées pour estimer la valeur critique du paramètre de Shields (Buffington et Montgomery, 1997) mais aussi par la non-prise en compte de certains paramètres comme le rapport h/d_{90} ou la pente du lit du cours d'eau (Recking, 2009; Camenen, 2012).

Recking (2009) a proposé une formule plus adaptée pour les cours d'eau à forte pente :

$$\theta_{cr} = 0.15 I_f^{0.275} \quad (3.20)$$

où I_f est la pente du fond du lit. En prenant compte de l'étendue granulométrique, Recking (2009) a aussi proposé :

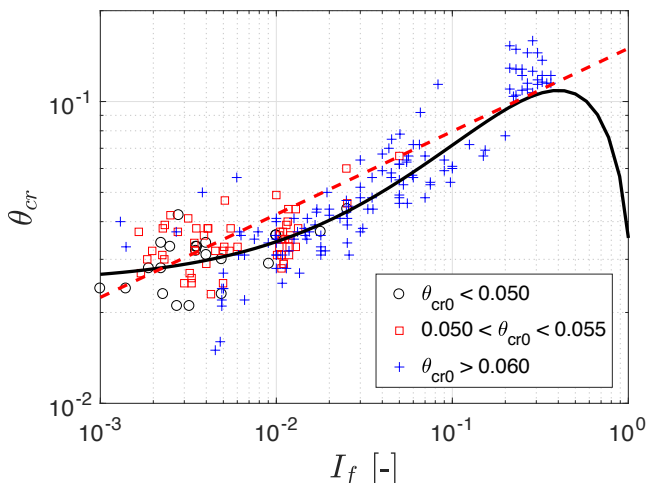
$$\theta_{cr} = (1.32 I_f + 0.037) \left(\frac{d_{84}}{d_{50}} \right)^{-0.93} \quad (3.21)$$

avec d_{84} le diamètre représentatif d'une population pour lequel 84 % en masse des sédiments sont plus petits. Il est à noter aussi qu'on observe une instabilité du lit pour des pentes supérieures à pente limite d'équilibre $\tan \phi_s$:

$$\theta_{cr,\alpha} = \theta_{cr,0} \left(1 - \frac{\tan \alpha}{\tan \phi_s} \right) \quad (3.22)$$

De manière similaire, Camenen (2012) a développé la relation suivante tenant aussi compte de la pente limite d'équilibre $\tan \phi_s$:

$$\theta_{cr} = \theta_{cr,0} \frac{\sin(\phi_s - \arctan I_f)}{\sin(\phi_s)} (0.5 + 6 I_f^{0.75}) \quad (3.23)$$



où $\theta_{cr,0}$ est l'estimation du paramètre de Shields uniquement en fonction du diamètre des sédiments et donné par l'équation 3.19. Ces différentes équations sont présentées Figure 3.6; elles indiquent clairement que la contrainte critique de mise en mouvement des particules est extrêmement sensible à la pente moyenne de la rivière.

Figure 3.6. Paramètre de Shields critique en fonction de la pente moyenne du fond avec les données expérimentales collectées par Recking (2009) (courbe pleine noire : Eq. 3.23 ; courbe tiretée rouge : Eq. 3.20).

3.2.4 Effet de l'étendue granulométrique sur la mobilité des sédiments

3.2.4.1 Masquage et surexposition

Lorsque la granulométrie est étendue, les particules peuvent interagir entre elles modifiant localement la mobilité des sédiments selon leur taille. Les phénomènes principaux que l'on peut observer sont présentés Figure 3.7:

- **masquage**: les particules les plus fines sont protégées de l'écoulement et bloquées par les particules plus grossières;
- **surexposition**: à l'inverse, les particules les plus grossières peuvent être plus exposées à l'écoulement et moins bien encastrées dans le lit;
- **imbrication**: certains mélanges de granulométrie étendue peuvent avoir une stabilité supérieure à celle des particules les plus grossières du fait d'une imbrication très forte entre les particules (diminution de la porosité).

Il est à noter aussi que les végétaux et la faune benthique tendent à stabiliser le fond. Ces phénomènes sont cependant très complexes et encore très difficiles à évaluer.

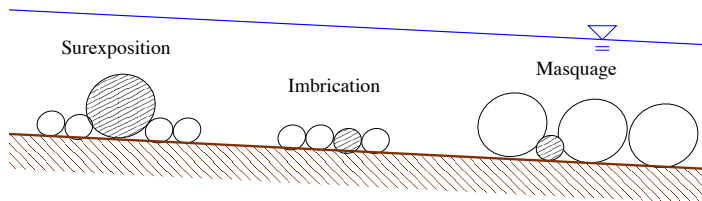


Figure 3.7. Schématisation des principes du masquage et de la surexposition dans l'imbrication des particules.

De manière pratique, il existe des formulations semi-empiriques dans le cas d'un mélange multi-classes donnant la contrainte critique de chacune des classes par rapport à une valeur de référence (Wilcock, 1988):

$$\theta_{cr,d_i} = \left(\frac{d_i}{d_{50}} \right)^b \theta_{cr,d_{50}} \quad (3.24)$$

avec b un coefficient. Ferguson *et al.* (1989) ont proposé $b = 0,12$ Wilcock et Crowe (2003); Recking (2010) ont proposé des équations prenant mieux en compte les phénomènes de surexposition:

$$b_{WC03} = \frac{0,67}{1 + \exp(1,5 - d_i/d_{50})} \quad (3.25)$$

$$b_{Rec10} = (1,32I_f + 0,037) \left(\frac{d_i}{d_{50}} \right)^{-0,93} \quad (3.26)$$

Notion de mobilité équivalente

Parker et Klingeman (1982) ont introduit le concept de mobilité équivalente: pour conserver un équilibre du lit et que le transport moyen annuel de chacune des classes soit équivalent, la granulométrie de la surface d'un lit évolue afin que chacune des classes ait une mobilité équivalente, soit $\theta_{cr, d_i} = \theta_{cr, d_{50}}$.

3.2.4.2 Armurage et pavage

La couche d'armurage correspond à une couche de surface plus grossière que la couche sous-jacente du fait d'un transport solide partiel ayant transporté les sédiments les plus fins (Chin *et al.*, 1994). C'est un phénomène classique pour les rivières de montagnes et de piedmont du fait d'une granulométrie étendue (Fig. 3.8a) pouvant s'expliquer par le concept de rugosité équivalente proposé par Parker et Klingeman (1982) et discuté précédemment. Par conséquent, une couche armurée est constituée de grains de taille similaire à ceux de la couche sous-jacente mais dans des proportions différentes.

Dans le cas du pavage, la taille des grains de surface est supérieure à celle des grossiers de la couche sous-jacente. Il correspond en effet à un renforcement de la couche de surface sur un plus ou moins long terme (imbrication, orientation des particules...). Sur la Figure 3.8b et c, nous observons bien un pavage sur le Vieux-Rhin avec un tuilage des particules.



Figure 3.8. Exemple d'armurage sur l'Allier (a) et de pavage avec imbrication sur le Vieux-Rhin (b) et (c).

3.2.4.3 Application des formules pour le seuil de mise en mouvement

Pour l'application des formules estimant le paramètre de Shields critique pour la mise en mouvement des sédiments, il est conseillé de prendre les caractéristiques granulométriques de la couche de surface de lit afin de tenir compte d'un potentiel armurage (Bathurst, 2007). *A contrario*, l'application des formules de transport solide (calcul du paramètre de Shields) se fait généralement à partir des caractéristiques de la couche sous-jacente (Bakke *et al.*, 1999; Malavoi *et al.*, 2011) puisque l'on suppose alors que la courbe d'armurage a été détruite. Du fait de la variabilité spatiale de la granulométrie dans les cours d'eau (Mosley et Tindale, 1985), si l'on travaille à l'échelle du tronçon, il est conseillé de prendre pour référence la granulométrie représentative du chenal principal ou en bord de banc si ce dernier est difficile d'accès.

3.3 Formes sédimentaires et leurs impacts sur la dynamique hydro-sédimentaire

Le fond de la rivière est en constante interaction avec l'écoulement. On observe ainsi différentes formes sédimentaires en équilibre dynamique avec l'écoulement. Ces formes sédimentaires dissipent de l'énergie et vont impacter la résistance globale à l'écoulement ainsi que le transport sédimentaire.

3.3.1 Formes de fond

Les formes sédimentaires ont une très grande importance du point de vue hydraulique et morphodynamique puisqu'elles créent une résistance à l'écoulement et modifient d'une manière non négligeable le transport sédimentaire. On observe en effet une génération de tourbillons au niveau des sommets des formes de fond et ainsi une accentuation de la suspension.

3.3.1.1 Rides

Pour des vitesses de courant légèrement supérieures à la vitesse critique de mise en mouvement des sédiments, dans le cas de sédiments fins (sables), il y a rapidement formation de rides formant des crêtes rectilignes avec une hauteur de l'ordre du centimètre et une longueur d'onde de l'ordre de la dizaine de centimètres (Fig. 3.9a). La morphologie des rides se présente avec un flanc amont long à faible pente positive suivi d'un flanc court à l'aval de l'écoulement avec pente forte négative (20 à 30° correspondant approximativement à la pente d'équilibre du sédiment). La géométrie des rides est principalement fonction de la taille des particules (Allen, 1985; Soulsby, 1997):

$$\lambda_r = 1\ 000\ d_{50} \quad (3.27)$$

$$\delta_r = \frac{\lambda_r}{7} \quad (3.28)$$

avec λ_r et δ_r la longueur d'onde et la hauteur des rides, respectivement.

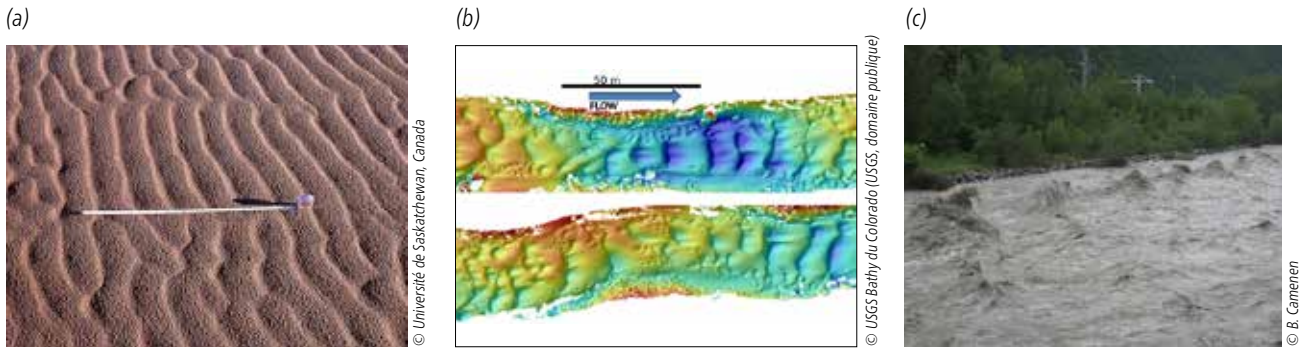


Figure 3.9. Photo d'un champ de rides de sable sur l'île d'Amund Ringnes (Canada) (a), image bathymétrique de dunes dans la rivière Colorado près de Diamond Creek (USA) (b) et vagues au dessus d'antidunes lors d'une crue de l'Arc-en-Maurienne (c).

Les rides se propagent vers l'aval à une vitesse qui est principalement fonction de la taille de la ride et du flux charrié.

3.3.1.2 Dunes

Les dunes apparaissent aussi principalement dans les rivières sableuses pour des contraintes un peu plus élevées que les rides. Si elles ont une morphologie similaire à celle des rides, elle sont de taille bien plus importante et leur géométrie est gouvernée par la hauteur d'eau (Fig. 3.9b). Yalin (1964) est un des premiers à avoir proposé une estimation des caractéristiques des dunes:

$$\frac{\lambda_d}{h} = 5.05 \quad (3.29)$$

$$\frac{\delta_d}{h} = \frac{1}{6} \frac{\theta}{\theta_{cr}} \left(\frac{\theta}{\theta_{cr}} - 1 \right) \quad (3.30)$$

avec λ_d et δ_d la longueur d'onde et la hauteur des dunes, respectivement.

Van Rijn (1984c) a observé la présence de dunes pour des contraintes telles que $\theta_{cr} < \theta < 26\theta_{cr}$; il a proposé les relations suivantes:

$$\frac{\lambda_d}{h} = 7,3 \quad (3.31)$$

$$\frac{\delta_d}{h} = 0,11 \left(\frac{d_{50}}{h} \right)^{0,3} \left[1 - \exp \left(-0,5 \frac{\theta - \theta_{cr}}{\theta_{cr}} \right) \right] (25 - T_s) \quad (3.32)$$

avec $T_s = \theta / \theta_{cr} - 1$.

3.3.1.3 Antidunes

Les antidunes sont des formes sédimentaires observables dans un écoulement torrentiel (avec un nombre de Froude $Fr = U/\sqrt{gh} > 1$) que l'on retrouve donc principalement dans les rivières à fortes pentes lors de crues. Kennedy (1963) a montré que l'existence des antidunes peut être décrite par des fonctions du paramètre d'onde kh (où $k = 2\pi/\lambda_a$ est le nombre d'onde, λ_a la longueur d'onde de l'antidune et h la hauteur d'eau locale) et du nombre de Froude F_r :

$$F_r \geq \sqrt{\frac{\tanh(kh)}{kh}} \quad (3.33)$$

$$F_r \leq \sqrt{\frac{1}{kh \tanh(kh)}} \quad (3.34)$$

Les équations 3.33 et 3.34 sont tracées Figure 3.10 et encadrent correctement les données expérimentales de laboratoire de Kennedy (1963); Guy *et al.* (1966); Tanaka (1995), et quelques données de terrain (Kennedy, 1963). Kennedy (1963) a ainsi proposé l'équation pour la longueur d'onde des antidunes:

$$\lambda_a = \frac{2\pi U^2}{g} = 2\pi h F_r^2 \quad (3.35)$$

Recking *et al.* (2009a) ont proposé une nouvelle équation basée sur une analyse dimensionnelle et un large jeu de données expérimentales:

$$\lambda_a = 16 I_f^{0.17} F_r R_h \quad (3.36)$$

$$\delta_a = 0.033 \lambda_a \quad (3.37)$$

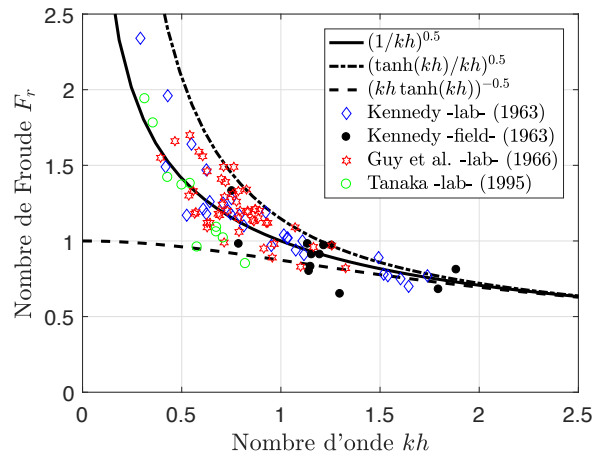


Figure 3.10. Occurrence des antidunes: nombre d'onde en fonction du nombre de Froude.

Concernant la hauteur des antidunes, elle correspond en général à une valeur maximale observée. En effet, les antidunes sont instables. Elles sont rarement rencontrées sur le terrain car elles apparaissent lors de crues sous forme de train d'onde se formant localement pendant quelques dizaines de minutes avant de s'effondrer (Recking, 2009; Camenen *et al.*, 2009). Les écoulements torrentiels sont rarement observables ni sur de longues distances (alternance longitudinale d'écoulements torrentiels et fluviaux) ni sur de longues périodes (Grant, 1997; Comiti et Lenzi, 2006) mais sont extrêmement dynamiques. Il est à noter que contrairement aux rides et dunes, les antidunes se propagent généralement vers l'amont du fait de l'érosion de leur flanc aval.

3.3.1.4 Macroformes

Les macroformes formées par la rivière comme les systèmes de seuils-mouilles, de bancs alternés, ou un lit divagant ou en méandre (paragraphe 2.2) créent aussi une très forte résistance du fait des sinuosités de l'écoulement. De la même manière, les variabilités latérales du fond d'une section (bancs inondés, système en tresses lors d'une crue) créent une forte dissipation d'énergie. Ces dissipations sont notamment liées aux variations tri-dimensionnelles de l'écoulement que ces macroformes génèrent. Elles sont de plus généralement associées à un fort tri granulométrique avec des sédiments plus grossiers en tête de banc (seuils) liés à un écoulement plus rapide et des plus fins en queue de banc (mouille) lié à un écoulement plus lent.

3.3.2 Lien entre contraintes, modes de transport et formes de fond

3.3.2.1 Modes de transport

Valembos (1960) a proposé une description des modes de transport en fonction du paramètre de Shields (Tableau 3.2) et en fonction des principales formes sédimentaires.

Tableau 3.2 Caractérisation du transport solide à partir du paramètre de Shields (Valembois, 1960)

Paramètre de shields	Mode de transport
$\theta < 0,03$	Il n'y a aucun mouvement du substrat
$0,03 < \theta < 0,047$	Premiers mouvements aléatoires
$0,047 < \theta < 0,062$	Transport solide par charriage
$0,062 < \theta < 0,25$	Charriage, avec apparition de dunes
$0,25 < \theta < 2,5$	Charriage + suspension, avec présence de dunes
$\theta > 2,5$	Suspension intense, sans dunes

3.3.2.2 Partition de la contrainte hydraulique

Lorsque l'on calcule la contrainte de cisaillement moyenne au fond (Équation 3.5), on y inclut implicitement toutes sortes de dissipation de la rivière. Il est possible de faire une partition de la contrainte hydraulique en ses principales composantes :

$$\tau_f = \tau_{fg} + \tau_{ff} + \tau_{fr} \tag{3.38}$$

où τ_{fg} (aussi écrit τ') est la contrainte de cisaillement de peau (ou de grain) qui est responsable du transport solide par charriage, τ_{ff} (aussi écrit τ'') la contrainte de cisaillement de forme (dues aux formes de fond : ride, dune) et qui permet de maintenir les sédiments en suspension, et τ_{fr} la contrainte de cisaillement liée à la géométrie de la rivière (sinuosité, présence d'épis etc.).

Connaissant la géométrie des formes de fond, il est possible d'estimer les contraintes de forme τ_{ff} en modifiant le calcul du coefficient de frottement (paragraphe 3.1.4) tel que pour la hauteur de rugosité :

$$k_{sf} = \frac{\lambda}{2} \tag{3.39}$$

et pour le coefficient de Strickler :

$$K_{sf} = \frac{29}{\lambda^{1/6}} \tag{3.40}$$

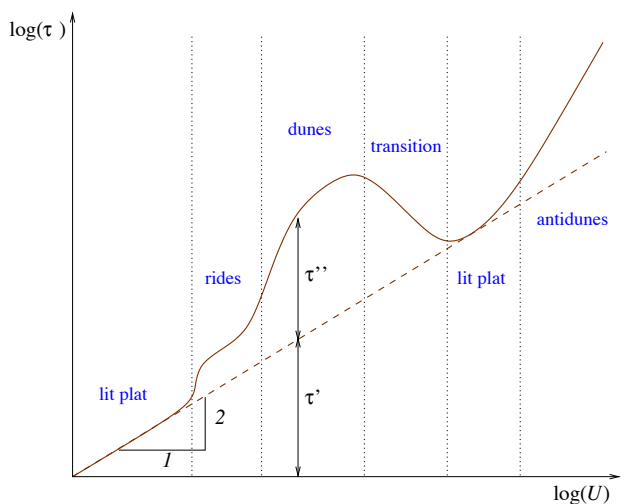


Figure 3.11. Représentation graphique de la partie des contraintes en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement et des formes de fond ($\tau' = \tau_{fg}$ et $\tau'' = \tau_{ff}$).

La description des modes de transport selon Valembois (1960) peut être reprise graphiquement en distinguant la contrainte de peau de la contrainte de forme (Fig. 3.11).

3.3.2.3 Contrainte de cisaillement efficace

Comme indiqué Figure 3.11, l'application de l'équation 3.5 pour estimer le transport solide peut induire des erreurs du fait que seule une partie de la contrainte est utilisée pour le transport solide.

De la même manière, il faut faire très attention aux résultats issus d'un modèle unidimensionnel. En effet, un modèle 1D est normalement calé (à l'aide d'un coefficient de Strickler global K_s) afin de reproduire des lignes d'eau à différents débits. Il inclut donc aussi des pertes de charges dues aux formes du fond, à la sinuosité du tronçon, aux berges irrégulières, et à des pertes de charges singulières (chutes, seuils, etc.). Il faut donc prendre la valeur de contrainte de cisaillement totale issue d'un modèle 1D avec beaucoup de précaution quant à son application au transport solide.

Pour cette raison, il est préférable d'utiliser la contrainte de cisaillement effective τ_{eff} proposée par Meyer-Peter et Müller (1948) pour tout calcul du transport solide :

$$\tau_{eff} = \left(\frac{K_s}{K_{sg}} \right)^{3/2} \tau_f \quad (3.41)$$

où K_s est le coefficient de Strickler incluant toutes les dissipations (issue d'une estimation de la contrainte totale au fond τ_f avec l'équation 3.5 ou issue du calage d'un modèle hydraulique 1D), K_{sg} le coefficient de Strickler de peau (Équation 3.15).



4 Transport solide par charriage

4.1 Processus et modélisation

4.1.1 Phénomènes en jeu

Le charriage (*bedload*) est défini comme l'ensemble des sédiments se déplaçant sur le fond du lit de la rivière par glissement, roulement, ou petits sauts (saltation). C'est un phénomène très complexe que l'on étudie généralement à une échelle macroscopique. En effet, à l'échelle d'une particule, le mouvement d'un grain est discontinu avec des phases de repos où la particule est immobile et des phases de mouvement où la particule se déplace à une vitesse qui reste très inférieure à celle de l'écoulement. Ainsi Einstein (1950) a proposé le premier un modèle de charriage selon un modèle stochastique et incluant donc une probabilité de mise en mouvement des particules. Auparavant, les premières descriptions du charriage (Du Boys, 1879) ont relié empiriquement un flux mesuré aux contraintes hydrauliques en tenant compte d'une valeur seuil de mise en mouvement (Shields, 1936), s'appuyant souvent sur des mesures expérimentales en canal hydraulique. En se basant sur des considérations adimensionnelles, de nombreuses équations proposées s'écrivent :

$$\Phi_b = \frac{q_{sb}}{\sqrt{(s-1)gd_{50}^3}} = \alpha(\theta - \theta_{cr})^\beta \quad (4.1)$$

où Φ_b est le flux sédimentaire par charriage adimensionnalisé, q_{sb} sa valeur dimensionnelle généralement exprimée en $m^3/s/m$ de largeur, α et β des coefficients empiriques.

Cette partie présente un certain nombre de formulations semi-empiriques du charriage. Il en existe bien d'autres. Nous en avons fait une sélection selon l'intérêt et l'utilisation des formules.

4.1.2 Formulations semi-empiriques en local

Il existe de nombreuses formules semi-empiriques pour l'estimation du charriage. Par exemple, Barry *et al.* (2008) ; Pitlick *et al.* (2009) ; Recking *et al.* (2012) décrivent un certain nombre de formules de transport par charriage adaptées aux rivières à graviers.

4.1.2.1 Formule de Meyer-Peter et Müller (1948)

La formule de Meyer-Peter et Müller (1948, MPM48) reste une des formules les plus utilisées à travers le monde. Le modèle a été validé avec des données de laboratoire telles que $0,4 < l_f < 2,4$ % et $0,4 < d_{50} < 29$ mm.

Elle s'écrit :

$$\Phi_{b,MPM48} = 8(\theta - \theta_{cr})^{3/2} \quad (4.2)$$

où θ le paramètre de Shields, θ_{cr} le paramètre de Shields critique pour la mise en mouvement des sédiments. Ce dernier peut être estimé à partir de la courbe de Yalin-Shields, ou en prenant $\theta_{cr} \approx 0,047$ comme proposé par Meyer-Peter et Müller (1948).

4.1.2.2 Formule d'Einstein (1950)

La formule d'Einstein (1942, 1950) est intéressante d'un point de vue conceptuel. S'appuyant sur les concepts de l'hydrodynamique, il a développé un modèle probabiliste pour le transport par charriage. La probabilité p_e d'érosion d'une particule à un instant quelconque dépend du rapport de la force hydrodynamique sur le poids déjaugé. Einstein a proposé une distribution normale pour les fluctuations de la portance, ainsi que la condition suivante pour le mouvement d'une particule $1 + \eta > B_s/\theta$ et :

$$p_e = 1 - \frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_{-(\alpha_p/\theta-1)/\eta}^{+(\alpha_p/\theta-1)/\eta} \exp(-\psi^2) d\psi \quad (4.3)$$

où α_L est une constante et η une variable aléatoire de portance et B_s une constante. Einstein exprime ainsi la distance moyenne d'un saut d'une particule L_p :

$$\frac{L_p}{d} = \frac{\alpha_L \theta}{1 - p_e} \quad (4.4)$$

avec α_L une constante. Les nombres de particules qui sont érodées ou déposées par unité de temps et de surface du lit sont donnés par :

$$N_e = \frac{Q_{sb}}{L_p \rho_s \pi / 6 d^3} \quad (4.5)$$

$$N_d = \frac{n_p p_e}{d^2 t_e} = \frac{n_p p_e W_s}{d^3} \quad (4.6)$$

où $Q_{sb} = \rho_s q_{sb}$ est le flux charrié en kg/s/m, et $\rho_s g \pi / 6 d^3$ représente le poids d'une particule, n_p/d^2 représente le nombre de particules sur une surface unitaire du lit, t_e le temps d'échange nécessaire pour remplacer une particule par une autre, et W_s la vitesse de chute d'une particule. En supposant l'équilibre entre le dépôt et l'érosion, Einstein a ainsi obtenu la relation :

$$\Phi = \frac{1}{A_*} \frac{p_e}{1 - p_e} \quad (4.7)$$

Les constantes ont été déterminées expérimentalement pour des granulométries uniformes et non-uniformes, soit $A_* = 43,6$, $B_* = 0,143$ et $\eta = 0,5$. Une forme simplifiée de la formule d'Einstein (1942, Ein42) a été proposée par Brown (1950) :

$$\Phi_{b,Ein42} = 2,15K \exp\left(-\frac{0,391}{\theta}\right) \quad (4.8)$$

avec K un coefficient. Le modèle a été validé avec des données de laboratoire avec des sables et graviers ($0,3 < d_{50} < 29$).

N. B. Si la formule d'Einstein n'introduit pas le concept d'une contrainte de cisaillement critique de mise en mouvement, il apparaît que Φ devient négligeable lorsque $\theta \approx 0,04$.

4.1.2.3 Formule de Watanabe (1982)

La formule de Watanabe (1982, Wat82) se base sur l'idée que la concentration en charriage est proportionnelle à la contrainte de cisaillement au fond et la vitesse de charriage proportionnelle à la vitesse de l'écoulement. Son expression finale est très simple:

$$\Phi_{b,Wat82} = 0,5 \sqrt{\frac{s-1}{gd_{50}}} (\theta - \theta_{cr}) U \quad (4.9)$$

4.1.2.4 Formule de Smart et Jäggi (1983)

La formule de Smart et Jäggi (1983, SJ83) est plus particulièrement adaptée aux rivières torrentielles et torrents avec une granulométrie étendue. Le modèle a été validé avec des données de laboratoire telles que $3 < I_f < 20\%$ et $2 < d_{50} < 10,5$ mm. La formule s'écrit:

$$\Phi_{b,SJ83} = \frac{4}{\sqrt{(s-1)gd_{50}^3}} \left(\frac{d_{90}}{d_{30}}\right)^{0,2} \frac{qI_f^{1,6}}{s-1} \left(1 - \frac{\theta_{cr}}{\theta}\right)^{3/2} \quad (4.10)$$

avec q le débit liquide par unité de largeur.

4.1.2.5 Formule de van Rijn (1984)

van Rijn (1984a, VR84) a proposé une formule pour le transport solide pour les sables et graviers fins ($0,2 < d_{50} < 20$ mm):

$$\Phi_{b,VR84} = 0,053 d_*^{-0,3} \left(\frac{\theta}{\theta_{cr}} - 1\right)^{2,1} \quad (4.11)$$

où $d_* = [(s-1)g/\nu^2]^{1/3} d_{50}$ est le diamètre sédimentologique.

4.1.2.6 Formule de Ribberink (1998)

Ribberink (1998, Rib98) a recallé une formule sur la base de l'équation 4.1:

$$\Phi_{b,Rib98} = 11(\theta - \theta_{cr})^{1,65} \quad (4.12)$$

4.1.2.7 Formule de Wilcock et Crowe (2003)

La formule de Wilcock et Crowe (2003, WC03) est un modèle proposé pour les mélanges de sables et graviers. C'est le principal modèle proposant un calcul du flux charrié par fraction de la granulométrie de surface du lit. Il se base sur le principe de similarité du taux de transport par classe (Parker et Klingeman, 1982) en introduisant la variable W_i^* pour chaque classe i de sédiments:

$$W_i^* = \frac{(s-1)gq_{sbi}}{F_i u_*^3} \quad (4.13)$$

avec q_{sbi} le débit volumique charrié, et F_i la proportion en masse de la classe de taille d_i pour la couche de surface. On a donc:

$$\Phi_{bi,WC03} = \frac{q_{sbi,WC03}}{\sqrt{(s-1)gd_i^3}} = \frac{W_i^* F_i u_*^3}{[(s-1)gd_i^3]^{3/2}} \quad (4.14)$$

W_i^* a été calibré et validé avec un jeu de données de 48 points incluant cinq mélanges de sédiments avec $0.2 < d_i < 80$ mm:

$$W_i^* = \begin{cases} 0,002 \left(\frac{\tau}{\tau_{cr,i}}\right)^{7,5} & \text{pour } \frac{\tau}{\tau_{cr,i}} < 1,35 \\ 14 \left[1 - 0,894 \left(\frac{\tau}{\tau_{cr,i}}\right)^{-0,5}\right]^{4,5} & \text{pour } \frac{\tau}{\tau_{cr,i}} \geq 1,35 \end{cases} \quad (4.15)$$

où la contrainte de cisaillement critique de mise en mouvement pour chacune des classes est estimée en utilisant une formule de masquage (Équations 3.24 et 3.25). Wilcock et Crowe (2003) proposent d'utiliser une formule pour la contrainte critique de mise en mouvement de référence fonction de la proportion de sable F_s dans la couche de surface :

$$\theta_{cr,d_{50}} = 0,021 + 0,015 \exp(-20F_s) \quad (4.16)$$

4.1.2.8 Formule de Camenen et Larson (2005)

La formule de Camenen et Larson (2005, CL05) a été développée pour un écoulement côtier mais a aussi été validée pour des écoulements unidirectionnels. Elle s'écrit dans sa forme simple pour un écoulement fluvial :

$$\Phi_{b,CL05} = \frac{q_{sb,CL}}{\sqrt{(s-1)gd_{50}^3}} = 12\theta^{3/2} \exp\left(-4,5\frac{\theta_{cr}}{\theta}\right) \quad (4.17)$$

La principale différence entre cette formulation du charriage avec celle de MPM48 est la prise en compte de la limite de mise en mouvement des particules. La formule de MPM48 est une formule à seuil (transport nul si $\theta < \theta_{cr}$) alors que la formule CL05 permet un transport en dessous de ce seuil selon une vision probabiliste introduite par Einstein (1942). La formule a été validée avec un jeu de données de plus de 1000 points majoritairement de laboratoire avec une densité du matériau $1,14 < s < 2,70$ et un diamètre de sédiment $0,1 < d_{50} < 200$ mm.

4.1.2.9 Comparaison des formules de transport par charriage en local

La Figure 4.1 présente une analyse de sensibilité des différentes formules de charriage basées sur une contrainte de cisaillement locale et présentées ici. On peut observer qu'elles se comportent globalement de la même manière même si l'on peut observer des différences de plus d'un ordre de grandeur en particulier pour les faibles contraintes. La formule de van Rijn (1984a) est plus sensible à une variation de contrainte de cisaillement. Les formules ne sont généralement pas sensibles aux variations de hauteur d'eau, et peu sensibles à la taille des grains (uniquement en lien avec la contrainte de cisaillement critique) à l'exception de celles de Bagnold (1980) et surtout van Rijn (1984a).

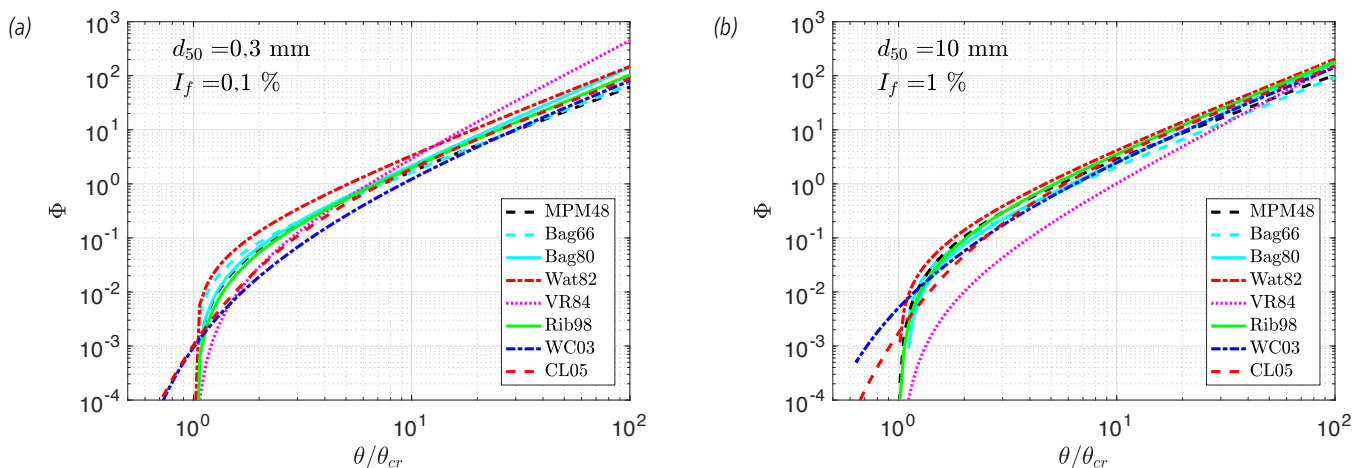


Figure 4.1. Test de sensibilité sur les formules de transport par charriage fonction de la contrainte de cisaillement local avec (a) $d_{50} = 0,3$ mm et $I_f = 0,1$ % ou (b) $d_{50} = 10$ mm et $I_f = 1,0$ %.

4.1.3 Puissance spécifique appliquée aux cours d'eau

4.1.3.1 Puissance spécifique

La puissance spécifique a été introduite par Bagnold (1966). Elle représente la capacité de travail qu'une rivière peut effectuer (Bravard et Petit, 2000):

$$\omega = \tau U_m \approx \rho g \frac{Q I_f}{W} \quad (4.18)$$

avec $Q = A_w U_m$ le débit liquide, U_m la vitesse moyenne dans la section mouillée A_w , et W la largeur de la rivière. La puissance spécifique est couramment utilisée en géomorphologie dans son expression simplifiée (Équation 4.18) car elle est uniquement fonction du débit et de paramètres géomorphologiques et permet ainsi d'éviter tout calcul hydraulique. Il faut donc être conscient que cela ne reste qu'une estimation approchée de la puissance spécifique totale (Latapie *et al.*, 2014).

4.1.3.2 Formules de Bagnold (1966, 1980)

Les formules de Bagnold (1966, 1980, Bag66, Bag80) sont parmi les rares lois de transport qui soient basées sur un argumentaire physique, qui est que le travail des forces qui permet le déplacement des grains sur le fond est proportionnel à la puissance dissipée par l'écoulement en excès d'une valeur seuil. La formule de Bagnold (1966) peut ainsi s'écrire:

$$\Phi_{b,Bag66} = \frac{\epsilon_{b,66}}{\rho_s [(s-1)gd_{50}]^{3/2}} \omega \quad (4.19)$$

où $s_{b,66} \approx 0,3$ pour un écoulement turbulent. Au regard des données expérimentales à sa disposition, Bagnold (1980) a proposé quelques modifications de sa formule, en particulier en proposant une valeur seuil de la puissance spécifique:

$$\Phi_{b,Bag80} = \frac{\epsilon_{b,80}}{\rho_s [(s-1)g]^{3/2} d_{50}^2 h^{2/3}} (\omega - \omega_{cr})^{3/2} \quad (4.20)$$

où $s_{b,80} \approx 5 \times 10^{-3}$ est un coefficient (avec la dimension $\text{kg}^{-1/2} \text{s}^{-3/2} \text{m}^{3/2}$), h la hauteur d'eau en local (peut être remplacée par la hauteur d'eau moyenne sur la section H_m), et ω_{cr} la puissance spécifique critique de début de mouvement des particules. Bagnold (1980) a proposé l'équation suivante pour ω_{cr} :

$$\omega_{cr} = 290 d_{50}^{3/2} \log \left(\frac{11,0h}{k_s} \right) \quad (4.21)$$

Parker *et al.* (2011) ont proposé une expression relativement simple:

$$\omega_{cr} = 0,1g\rho(s-1)\sqrt{(s-1)gd_{50}^3} \quad (4.22)$$

Camenen (2012) a développé les travaux de Bagnold (1980) et Ferguson (2005) en tenant compte des effets de la pente du fond du lit:

$$\omega_{cr} = \frac{2,3\rho}{\kappa} \left[\left(\frac{R_h}{d_{50}} \right)_{cr} \frac{\theta_{cr,I_f}}{\theta_{cr,0}} I_f g d_{50} \right]^{3/2} \log \left[5,5 \left(\frac{R_h}{d_{50}} \right)_{cr} \right] \quad (4.23)$$

avec $\theta_{cr,if}$ et $\theta_{cr,0}$ calculés respectivement avec les équations 3.23 et 3.19, et $(R_h/d_{50})_{cr} = 0,19(s-1)I_f^{-0,72}$.

4.1.4 Formulations semi-empiriques en global

Étant donné la difficulté liée au calcul de la contrainte pour des rivières à la bathymétrie complexe, plusieurs auteurs ont recherché une relation empirique donnant directement le débit solide charrié Q_{sb} en fonction du débit liquide total Q ou spécifique $q = Q/W$ (avec W la largeur au miroir de la rivière), voire à partir d'un calcul de la contrainte moyenne sur la section (Recking, 2013). Ces formules sont censées être appliquées pour estimer directement le transport solide global sur la section de la rivière.

4.1.4.1 Formule de Schoklitsch (1962)

Schoklitsch (1962, Scho62) a proposé une formule ajustée avec des données de laboratoire et terrain pour des pentes $I_f < 1\%$:

$$\Phi_{b,Scho62} = \frac{2,5}{s\sqrt{(s-1)gd_{50}^3}} I_f^{3/2} (q - q_c) \quad (4.24)$$

avec le débit spécifique critique de mise en mouvement donné par:

$$q_c = 0,26(s-1)^{5/3} d_{50}^{3/2} I_f^{-7/6} \quad (4.25)$$

On utilise généralement cette formule avec le d_{50} de la couche de surface alors que la formule aurait été établie pour le d_{40} de la sous-couche d'après Bathurst (2007).

4.1.4.2 Formule de Rickenmann (1990)

Rickenmann (1990, Ric90) a proposé une formule sur la base d'expériences en écoulements très concentrés et avec des pentes $0,0004 < I_f < 0,2$ et des diamètres $0,4 < d_{50} < 10$ mm :

$$\Phi_{b,Ric90} = \frac{12,6}{(s-1)^{1,6} \sqrt{(s-1)gd_{50}^3}} \left(\frac{d_{90}}{d_{30}}\right)^{0,2} I_f^{2,0} (q - q_c) \quad (4.26)$$

avec le débit critique de mise en mouvement donné par:

$$q_c = 0,065(s-1)^{1,67} g^{0,5} d_{50}^{1,5} I_f^{-1,12} \quad (4.27)$$

4.1.4.3 Formule de Lefort (1991)

Lefort (1991, Lef91) a proposé une formule simplifiée permettant un calcul du débit solide $Q_{sb} = Bq_{sb}$ à partir du débit liquide total Q en considérant un ratio largeur du lit sur hauteur d'eau constant $\Gamma = B/H_m = 18$. On peut écrire l'équation sous forme adimensionnelle:

$$\Phi_{b,Lef91} = \frac{4,45}{(s-1)\sqrt{(s-1)gd_{50}^3}} \left(\frac{d_{90}}{d_{30}}\right)^{0,2} I_f^{1,5} (q - q_c) \quad (4.28)$$

avec q_c le débit critique tel que:

$$q_c = \frac{0,0776}{B} \sqrt{gd_{50}^5} (s-1)^{8/3} \frac{(1 - 1,2I_f)^{8/3}}{I_f^{13/6}} \quad (4.29)$$

4.1.4.4 Formule de Recking (2010, 2013)

Recking (2010) a développé une formule de transport pour les granulométries étendues avec une attention toute particulière pour obtenir une validation sur des données de terrain. Cette formule n'est pas une formule globale se basant sur le débit spécifique comme les précédentes mais sur la contrainte moyenne sur la section. Étant donné l'armurage de surface résultant du tri granulométrique vertical et le contrôle des sédiments fins (enfouis) par les éléments grossiers de surface, il a proposé de relier directement les faibles taux de transport à la mobilité du diamètre d_{84} de surface.

$$\Phi_{b84,Rec10} = \begin{cases} 5 \times 10^{-4} \left(\frac{d_{84}}{d_{50}}\right)^{-18\sqrt{I_f}} \left(\frac{\theta_{84}}{\theta_{c84}}\right)^{6.5} & \text{pour } \theta_{84} \leq \theta_m \\ 14\theta_{84}^{2.45} & \text{pour } \theta_{84} > \theta_m \end{cases} \quad (4.30)$$

avec Φ_{b84} et θ_{84} le transport solide adimensionnel et le paramètre de Shields calculés avec d_{84} (au lieu de d_{50}) et le paramètre de Shields de référence θ_m donné par :

$$\theta_m = 12,53 \left(\frac{d_{84}}{d_{50}}\right)^{4,445\sqrt{I_f}} \theta_{c84}^{1,605} \quad (4.31)$$

et θ_{c84} donné par l'équation donnée par Recking (2009) :

$$\theta_{c84} = (1,32I_f + 0,037) \left(\frac{d_{84}}{d_{50}}\right)^{-0,93} \quad (4.32)$$

Recking (2010) a aussi suggéré sa propre méthodologie pour l'estimation du rayon hydraulique en faisant l'hypothèse de grande largeur ($H_m \approx R_{hm}$) :

$$R_h = \begin{cases} \left(\frac{qd_{84}^{0,52}}{3,2\sqrt{gI_f}}\right)^{0,50} & \text{si } \frac{Rh}{d_{84}} \leq 5 \\ \left(\frac{qd_{84}^{0,27}}{4,7\sqrt{gI_f}}\right)^{0,57} & \text{si } \frac{Rh}{d_{84}} > 5 \end{cases} \quad (4.33)$$

où $q = Q/W$ est le débit liquide spécifique.

Recking (2013) a proposé une version simplifiée du modèle présenté ci-dessus (Recking, 2010).

L'équation s'écrit ainsi :

$$\Phi_{b84,Rec13} = 14 \frac{\theta_{84}^{2,5}}{\left[1 + (\theta_m/\theta_{84})^4\right]} \quad (4.34)$$

avec Φ_{b84} et θ_{84} le transport solide adimensionnel et le paramètre de Shields calculés avec d_{84} (au lieu de d_{50}) et le paramètre de Shields de référence θ_m donné par :

$$\theta_m = \begin{cases} (5I_f + 0,06) \left(\frac{d_{84}}{d_{50}}\right)^{4,4\sqrt{I_f}-1,5} & \text{pour les graviers } (d_{50} \geq 1 \text{ mm}) \\ 0,045 & \text{pour les sables } (d_{50} < 1 \text{ mm}) \end{cases} \quad (4.35)$$

Dans le cas où la courbe granulométrique n'est pas disponible, Recking (2013) propose d'utiliser la relation proposée par Rickenmann et Recking (2011) $d_{84} = 2.1d_{50}$ sur la base de données observées sur de nombreuses rivières.

4.1.4.5 Comparaison des formules de transport par charriage en global

La Figure 4.2 présente une analyse de sensibilité des différentes formules de charriage basées sur une contrainte de cisaillement moyennée sur la section en travers. Une discussion similaire à celle de la Figure 4.1 peut être faite. Les formules ne sont pas sensibles aux variations de hauteur d'eau et peu sensibles aux variations de granulométrie. À l'exception de la formule de Recking (2013), elles sont très sensibles à la pente du fond, ce qui peut être expliqué par une calibration sur des rivières globalement à forte pente. La formule de Recking (2013) reste aussi plus sensible à une variation de puissance spécifique (pente de la courbe plus élevée sur la Figure 4.2 pour $\omega/\omega_{cr} > 10$).

Il est noté qu'Alain Recking a mis en place un site internet permettant de visualiser facilement les données de la littérature ainsi que l'application de différents modèles de transport par charriage, et offrant une assistance pour le calcul du transport solide associé à une section d'écoulement: <https://www.bedloadweb.com/>. Le manuel d'utilisateur (Recking, 2019) et rapports associés (Recking, 2017) sont complémentaires du présent document.

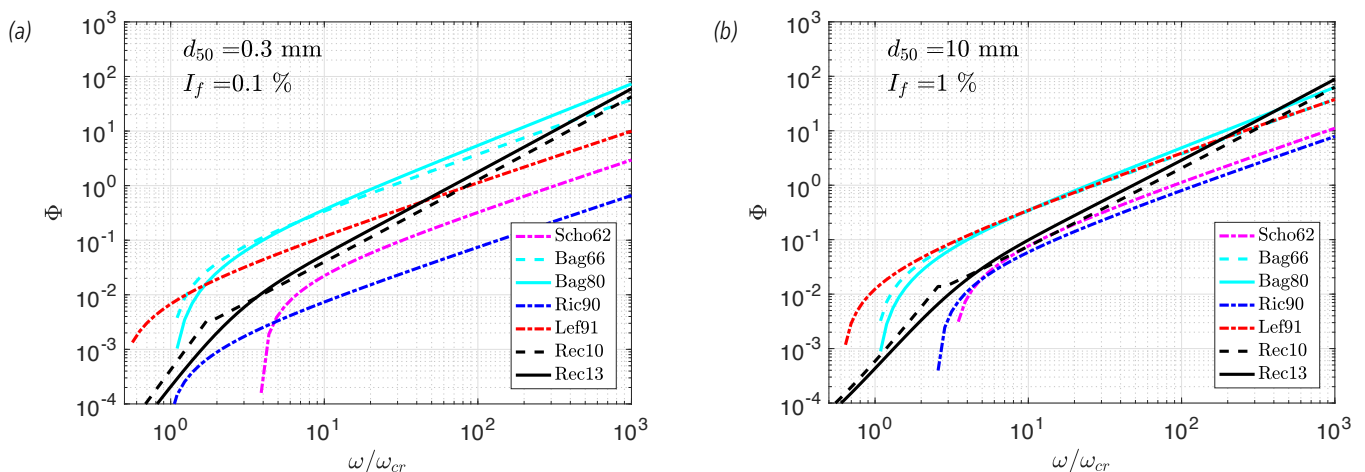


Figure 4.2. Test de sensibilité sur les formules de transport par charriage fonction de la puissance spécifique globale avec (a) $d_{50} = 0,3 \text{ mm}$ et $I_f = 0,1 \%$ ou (b) $d_{50} = 10 \text{ mm}$ et $I_f = 1,0 \%$.

4.1.5 Quelle granulométrie utiliser pour le calcul du charriage ?

Pour le calcul des contraintes de cisaillement au fond (lois de frottement) : la granulométrie de surface (et plus précisément le d_{84} ou d_{90}) est évidemment celle à prendre en compte.

Pour le calcul du transport solide, le constat que la courbe des matériaux transportés est généralement très proche de la courbe des matériaux de la subsurface, a conduit plusieurs auteurs à conclure que la subsurface serait le vrai réservoir à sédiments pour le charriage. Si l'on considère que la granulométrie de la couche de surface correspond à celle de la subsurface tronquée pour les plus fins, les formules se basant sur le d_{84} sont peu sensibles à ce choix, celles basées sur le d_{50} un peu plus.

4.2 Mesure des flux charriés

Cette partie se base principalement sur les travaux précédents de Camenen (2014) et Recking (2017). On y présente la méthodologie ainsi que les différentes solutions envisageables pour mesurer un flux de charriage.

4.2.1 Choix d'une section de mesure et fréquence des campagnes de mesure

La mesure de la charge de fond ne peut pas se faire n'importe où. L'objectif étant d'établir une relation entre le débit liquide et le débit solide (charge de fond) d'un cours d'eau, la mesure se fera donc sur une section totale du cours d'eau. Le choix de cette section de mesure devra alors se faire en fonction de la dynamique sédimentaire et des contraintes techniques de mesure. Idéalement, il faut donc privilégier une section se situant sur un tronçon rectiligne (éviter une composante transversale du transport solide), non influencé (éviter la présence d'un seuil ou d'une confluence à l'amont, d'une pile de pont proche de la section de mesure ou d'un barrage à l'aval), avec un profil transversal le plus uniforme possible (éviter une trop forte variabilité transversale du transport solide et une forte variabilité de la bande active avec le débit) et un fond peu rugueux (éviter la présence de zones de forte turbulence, les fonds peu homogènes rendant aussi difficile la pose d'un préleveur). À cela, il faut bien sûr rajouter les contraintes techniques liées à chacune des méthodes de mesure. Dans le cas par exemple d'un cours d'eau non navigable ni guéable, la mesure par préleveur ne peut se faire qu'à partir d'un pont, d'une traille de mesure, voire d'une grue en bord de rivière si cette dernière n'est pas trop large. Or, la fermeture d'un pont même partielle peut être difficile (d'un point de vue administratif). De même, pour les torrents de montagne, la mise en place d'une mesure à l'aide de trappes ou de géophones nécessite la présence d'un seuil. Ces contraintes peuvent ainsi fortement limiter le choix d'une section de mesure.

Une fois le choix de la section fait, les campagnes de mesure doivent aussi se faire de manière raisonnée. Il est nécessaire de faire des jaugeages solides pour différents débits représentatifs de la dynamique du cours d'eau étudié. Bakke *et al.* (1999) proposent d'étudier des débits se situant entre 30 % (transport solide faible) et 120 % du débit de plein bord (transport solide important). Les campagnes de mesure en crue nécessitent une réactivité optimale des équipes techniques pour la mise en place des campagnes (vigicrue <https://www.vigicrues.gouv.fr/>) et une attention particulière face aux risques encourus.

4.2.2 Préleveurs de charriage

Le moyen le plus simple conceptuellement pour estimer le charriage est de prélever un échantillon via un préleveur posé au fond pendant un temps donné. Le débit solide volumique par unité de largeur peut ainsi être exprimé par l'équation suivante :

$$q_{sb,exp} = k \frac{M}{\rho_s b T} \quad (4.36)$$

où $q_{sb,exp}$ est le débit solide par charriage exprimé en $m^3/s/m$, k l'efficacité de la méthode de prélèvement, M la masse sèche prélevée (en kg), ρ_s la masse volumique du sédiment (en général $\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3$), b la largeur du système de prélèvement et T le temps de prélèvement. Les préleveurs sont des échantillonneurs de charge de fond sous la forme de panier ou grille avec ou sans divergent pour atténuer la perte de charge engendrée par le préleveur. Ils sont placés sur le lit du cours d'eau face au courant. La mise en œuvre de ces échantillonneurs ne peut s'effectuer que pour des vitesses et/ou débits relativement modérés, c'est-à-dire généralement pour des vitesses inférieures à 2-3 m/s. En effet, il devient difficile voire dangereux de les utiliser lors de crues incluant de forts débits et la présence de nombreux corps flottants rendant dangereux le déploiement (risque de perte ou casse du préleveur). Et les valeurs proposées pour l'efficacité k n'ont en général été validées que pour une gamme restreinte de conditions hydro-sédimentaires. Celles-ci seront discutées dans la suite de ce rapport.

Afin d'assurer une bonne qualité de mesure avec les préleveurs de charriage (surtout au niveau de sa répétabilité), plusieurs précautions doivent être prises (Emmett, 1980; Childers, 1999):

- le diamètre de la buse d'entrée doit être plusieurs fois plus grand que le plus gros diamètre des grains du lit à échantillonner;

- le design de l'échantillonneur doit assurer un bon positionnement sur le fond du lit afin d'éviter que des particules échantillonnables passent sous l'échantillonneur à cause des formes du fond (dunes, hétérogénéité des particules de fond);
- le sac ou panier de réception doit être suffisamment grand afin de permettre un échantillonnage de qualité pour les forts taux de transport et d'avoir une distribution granulométrique précise;
- la taille de la maille du sac ou panier doit être suffisamment grande afin d'éviter que le sac soit colmaté par les particules les plus fines qui transitent en suspension tout en étant bien inférieure à la taille des sédiments potentiellement transportés;
- les mouvements du préleveur sur le fond peuvent induire des biais sur la mesure: suréchantillonnage à la pose (en mettant des particules en suspension) ou à la levée (en grattant sur le fond par un mouvement vers l'amont).

Les préleveurs ont le double avantage de permettre une mesure directe du charriage (même si cette dernière est intrusive et entachée d'incertitude) et une estimation de la granulométrie transportée, qui peut être différente de la granulométrie de fond (transport partiel).

Le coût d'un préleveur de charriage est de l'ordre de quelques milliers d'euros. Il peut être réduit en le faisant fabriquer localement sur plan car ces derniers sont de conception relativement simple. Il faut cependant prendre en compte le coût du déploiement du préleveur qui peut être aussi élevé (location grue, bateau, etc.).

4.2.2.1 Préleveur de type Helley-Smith

Le préleveur Helley-Smith (Helley et Smith, 1971 ; Emmett, 1980) est un échantillonneur à pression différentielle. Il est largement utilisé au États-Unis. Il est composé d'une buse d'entrée avec un divergent (permettant de compenser la perte de charge liée à l'appareil), d'un sac en filet ou d'un panier rigide (collectant l'échantillon de charriage) et d'éléments de structure assurant sa stabilité dans l'eau. Un préleveur Helley-Smith d'ouverture 152 mm pèse environ 75 kg et celui d'ouverture 76 mm, 30 kg (Fig. 4.3a et b). La buse et le sac sont les parties du préleveur ayant un effet direct sur la mesure. En effet, la buse a une forme divergente afin d'assurer une

chute de pression locale lorsque le fluide passe à travers le préleveur. Cette chute de pression aspire le sédiment qui se trouve piégé dans le sac ou panier selon la maille de ce dernier. Les préleveurs Helley-Smith ($b = 76$ mm et $b = 152$ mm) ont été testés sur l'Arc en Maurienne (1957 km²) par l'équipe de B. Camenen (INRAE Lyon), de même que sur le Rhône à Génissiat (10910 km²) et le Mékong à Luang Prabang (268 000 km²) par les équipes de B. Camenen et C. Peteuil (CNR). Le bureau d'étude Hydrogéosphère a construit un préleveur de type Helley-Smith en collaboration avec EDF (Toutle River 2 d'ouverture 305 x 152 mm., Fig. 4.3d) permettant une ouverture et fermeture à distance de la buse d'entrée afin d'éviter tout remplissage du panier lors de la descente ou la remontée du préleveur. Il existe aussi plusieurs types d'Helley-Smith portatifs plus légers et munis d'une barre de portage (Fig. 4.3c). Ces derniers sont couramment utilisés par l'équipe d'A. Recking (INRAE Grenoble) sur les rivières torrentielles et torrents de montagne. La plage d'utilisation de cet échantillonneur qui va des rivières torrentielles aux grands fleuves tropicaux est donc remarquablement étendue.

Figure 4.3. Préleveurs Helley-Smith d'ouverture 152 mm (a) et 76 mm (b), exemples de préleveur manuel de type Helley-Smith ou dérivé (d'après Gray et al., 2010) ; et préleveur Toutle River 2 (c) déployé depuis un pont sur l'Isère à Grenoble (mesure EDF opérée par Hydrogéosphère).



Emmett (1980) a conclu que le préleveur Helley-Smith avait une efficacité de 100 % (soit $k = 1$) pour des particules entre 0,5 et 16 mm. Pour des particules plus fines (entre 0,25 et 0,5 mm), cette efficacité augmente jusqu'à 175 %. (soit $k = 0.5$) du fait que le prélèvement inclut des particules en suspension. Pour des particules plus grossières (16 à 32 mm), l'efficacité chute à 70 % (soit $k = 1,5$) *a priori* du fait de la présence plus faible de ces particules dans un mélange et de leur mise en mouvement plus difficile. De plus, Bunte et Apt (2005) ont montré que le préleveur Helley-Smith tend à surestimer le transport solide pour des contraintes proches de la contrainte limite de mise en mouvement des sédiments. Habersack *et al.* (2001) ont estimé une efficacité de 1 pour le HS 152 mm par comparaison avec des mesures réalisées à la trappe Birkbeck (voir paragraphe 4.2.4.2). Il faut donc bien être conscient qu'une forte incertitude existe pour ce coefficient k .

Il est important d'avoir en tête que deux échantillonneurs, s'il ne sont pas exactement pareils, ne prélèveront pas la même chose pour une situation identique. De nombreux auteurs ont montré des divergences entre préleveurs de type Helley-Smith avec des différences allant jusqu'à un ordre de grandeur entre les appareils: Gray *et al.* (1991) sur la rivière Colorado avec le HS 76 mm et une de ses variantes de type BLH84; Childers (1999) sur la Toutle River (Washington) avec 6 échantillonneurs à pression différentielle (2 HS 76 × 76 mm avec des divergents différents, 1 HS 152 × 152 mm, Toutle River 1 - 152 x 152 mm, 1 Toutle river 2 - 305 x 152 mm et 1 Hubell 5 - 305 x 305 mm; Vericat *et al.* (2006) sur la rivière Èbre avec les HS 76 mm et 152 mm.

4.2.2.2 Préleveur de type Erhenberger

Le préleveur Ehrenberger (Ehrenberger, 1931) ou préleveur suisse, est, comme le Helley-Smith, un échantillonneur que l'on place sur le lit du cours d'eau face au courant. L'ouverture de ce préleveur est très large (70 cm) et sans divergent (Fig. 4.4). Ce préleveur est plutôt utilisé pour les sédiments grossiers, en lien avec la taille des mailles du panier souvent grossières afin d'éviter une perturbation trop forte de l'écoulement et un colmatage de l'appareil. Ce préleveur s'est avéré peu stable dans un écoulement très turbulent mais efficace en écoulement peu turbulent car il permet de récolter de gros échantillons. Il a été utilisé, notamment, sur le Danube en Slovaquie (VUVH, Bratislava, voir Holubová *et al.*, 2004) et sur le Rhône par l'équipe de B. Camenen (INRAE Lyon).



Figure 4.4. Préleveur Ehrenberger.

4.2.2.3 Préleveur de type BTMA

Un préleveur plus adapté aux fonds sableux est le *Bedload Transport Meter Arnhem (BTMA)* développé à Arnhem, Pays-Bas. Ce modèle de structure plus complexe permet un atterrissage sur le fond du lit mieux maîtrisé (Fig. 4.5). En effet, sa conception permet à la queue de l'appareil de se poser en premier; ce qui évite les phénomènes d'enfournement. Ensuite le corps de l'appareil se pose et enfin, par un jeu de lamelles métalliques, la bouche du préleveur se pose en douceur sur le fond pour éviter un brassage avec mise en suspension de sédiments qui pourrait perturber la mesure. Lors de la remontée de l'appareil, le processus s'inverse évitant à nouveau l'entrée intempestive de matériau dans l'appareil. L'utilisation d'une caméra submersible fixée sur les patins peut de plus permettre de vérifier le placement de l'appareil. L'entrée du préleveur de 8 cm de large par 5 cm de haut en fait un appareil destiné aux échantillons sablo-graveleux de 300 μm (taille de maille du filet) à 5 mm. Son utilisation reste cependant limitée à des vitesses du courant inférieures à 2,5 m/s (Eijkelkamp, 2003). Il est utilisé sur la Loire par l'équipe de S. Rodrigues à l'université de Tours (Gautier *et al.*, 2008; Claude, 2012; Claude *et al.*, 2012).

McLean *et al.* (1999) ont estimé l'efficacité du BTMA de 0,7 à 0,75 sur la rivière Fraser.

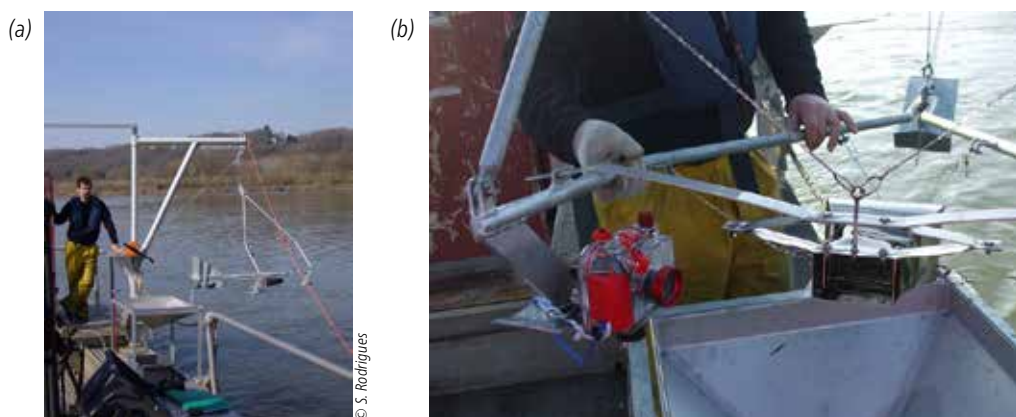


Figure 4.5. Préleveur BTMA (a) avant immersion (b) avec le dispositif caméra.

4.2.3 Méthodologie de mesure du charriage sur une section de cours d'eau

4.2.3.1 Méthodes de mesure

La méthodologie pour la mesure du charriage ainsi que les incertitudes liées aux mesures sont très dépendantes du cours d'eau étudié. Les incertitudes dans la mesure du charriage dépendent de l'incertitude sur le coefficient d'efficacité de la méthode utilisée, du nombre de mesures effectuées sur une section et de la procédure d'échantillonnage (compétence du manipulateur). En supposant un échantillonnage idéal, de Vries (1973) a montré qu'au moins 20 échantillons devraient être collectés sur une position pour obtenir une incertitude de 20 % sur la mesure du charriage. En pratique, il est très difficile de collecter autant d'échantillons; le prélèvement de 3 à 5 échantillons par verticale reste préconisé dans un cas général. Les incertitudes de mesure peuvent ainsi être bien supérieures (au moins 50 %) en particulier du fait de la procédure de mesure (Hubbell *et al.*, 1985) et des possibles variations spatio-temporelles de l'écoulement. Camenen *et al.* (2012) ont ainsi montré que sur une rivière alpine lors d'une crue rapide, il était difficile de réaliser deux échantillons consécutifs dans les mêmes conditions d'écoulement.

De ce fait, trois principales méthodes de mesure par prélèvement sont utilisées selon le type de cours d'eau :

- si le cours d'eau est accessible à pied sans danger, il est possible de faire un jaugeage solide à l'aide d'appareils de mesure légers ou en utilisant un trépied. Il peut être très utile de s'aider d'un câble tendu d'une berge à l'autre (Fig. 4.6). Il faut aussi faire attention à la variabilité de l'écoulement et des apports solides (Pitlick, 1988);
- pour une rivière torrentielle non navigable, l'unique solution possible est de faire la mesure à partir d'un pont ou d'une traille téléphérique. La construction d'une traille téléphérique est cependant très coûteuse et ne peut être justifiée que pour des mesures régulières (soit donc avec une justification économique). Dans quelques rares cas, il est cependant possible de réhabiliter d'anciennes trailles de mesure mises en place pour faire des jaugeages liquides. Si la mesure est réalisée à partir d'un pont (Fig. 4.7), il faut alors bien veiller à ce que la hauteur du pont ne soit pas trop élevée (afin d'éviter une dérive du préleveur et des dommages lors de la remontée, le préleveur pouvant frapper violemment la surface de l'eau), ni la circulation trop importante (difficultés liées à la fermeture même partielle du pont et danger lié à la circulation). L'utilisation de câbles de rappel peut être très utile (voir paragraphe 4.2.3.4 page 76);
- dans le cas d'un cours d'eau navigable, il est souvent plus aisé de réaliser les mesures à partir d'un bateau muni d'une potence (Fig. 4.8). Si cela est possible, il est conseillé d'ancrer l'embarcation avant chaque mesure afin de stabiliser au mieux cette dernière (Fig. 4.15 page 76), voire même avec un ancrage multiple (deux ancres à l'avant et une à l'arrière du bateau) associé à une localisation GPS. Si cela n'est pas possible (danger trop important dû aux vitesses élevées, la présence de bois flottants etc.), il est alors important que le préleveur soit suffisamment lourd pour s'auto-stabiliser; le manipulateur devra aussi veiller à laisser suffisamment de longueur de câblage pour qu'un mouvement de l'embarcation ne perturbe pas la mesure et de bien veiller à ce que la tête du préleveur se lève la première lorsque l'on tire le câble (afin d'éviter de gratter le fond). Il est également recommandé de relever la position du bateau par GPS au début, en cours et à la fin de la manipulation afin d'apprécier la dérive possible de l'embarcation.



Figure 4.6. Exemple de jaugeage solide à pied.

© J. Pitlick

4.2.3.2 Choix de la section et nombre de verticales

Le choix de la section peut bien sûr être limité à la présence d'un pont ou d'une traille. Il est cependant très important de se situer dans un tronçon relativement uniforme afin d'éviter les effets de sinuosité qui peuvent affecter la mesure du transport solide.



Figure 4.7. Exemples de jaugeage solide à partir d'un pont, en utilisant une grue (a) ou en utilisant une canne télescopique (b).



Figure 4.8. Exemples de jaugeage solide à partir d'un bateau sur le Mékong avec un HS 76 mm (a) ou sur le Danube avec un préleveur Ehrenberger (b).

Le nombre de verticales et d'échantillons par verticale est aussi à définir en fonction du type de cours d'eau étudié (Fig. 4.9). Pour chacune des verticales, une mesure de la profondeur et de la vitesse du courant est nécessaire ainsi que l'estimation d'une largeur active où l'on supposera que le transport solide est homogène. Pour la mesure de la vitesse du courant, il est fortement conseillé de réaliser un profil des vitesses sur la verticale permettant ainsi une meilleure estimation de la rugosité de fond (Gautier et Peters, 2005).

Pour un torrent ou une rivière alpine, si le chenal principal est relativement homogène en profondeur, une seule verticale peut suffire s'il n'y a pas de variation latérale du fond significative permettant ainsi de multiplier les échantillons sachant que le débit du cours d'eau peut évoluer très rapidement. Il est cependant fortement conseillé de bien évaluer la largeur active du cours à l'aide de prélèvements complémentaires car les effets des berges peuvent être importants et la largeur active inférieure à la largeur en eau. On peut aller jusqu'à trois verticales pour une rivière alpine.

Pour une rivière de plaine, les variations de l'écoulement sont généralement beaucoup plus lentes, permettant ainsi de multiplier la collecte d'échantillons. Par contre, la variabilité des fonds et de la courantologie sur une section implique la mise en place de plusieurs verticales. En pratique, 3 à 6 verticales (selon la largeur et la variabilité des fonds du cours d'eau) peuvent être réalisées avec 3 à 8 échantillons par verticale selon le temps

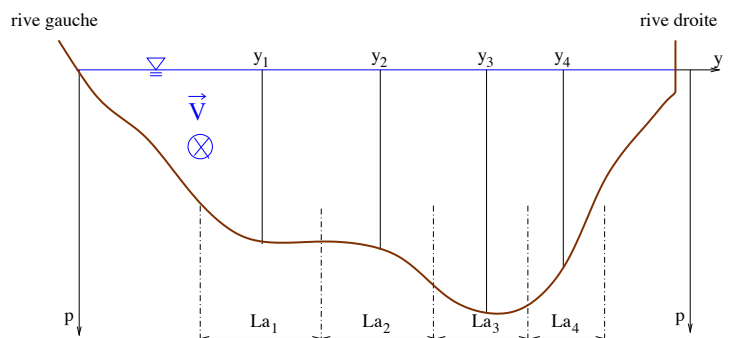


Figure 4.9. Méthodologie de mesure du charriage (exemple à quatre verticales avec les largeurs actives associées).

de prélèvement et la difficulté de mesure (ISO/DTR 9212,2006). Un jaugeage par ADCP préalable à la mesure s'avère souvent très utile pour apprécier la forme du profil d'écoulement, mais aussi pour avoir une idée des profils de vitesse et de concentration dans la section, permettant ainsi de mieux sélectionner les verticales de mesures.

Ainsi, la mesure du transport solide par charriage sur la section pourra être calculée selon :

$$Q_{sb,exp} \approx \sum_{i=1}^m \overline{q_{sb,exp,i}} L_{ab,i} \quad (4.37)$$

avec m le nombre de verticales de mesure, $\overline{q_{sb,exp,i}}$ la valeur moyenne du transport solide par charriage estimée sur cette verticale, et $L_{ab,i}$ la largeur active du charriage associée à cette verticale.

4.2.3.3 Choix du préleveur

Le choix du préleveur est à prendre en fonction de la méthode de mesure (poids, attache, moyen de déploiement, etc.) et de la granulométrie du lit. Il faut de façon évidente une compatibilité de l'entrée du préleveur avec les diamètres maximums transportés (la taille maximum de l'axe b des sédiments prélevés ne pourra pas dépasser la plus petite dimension de l'entrée du préleveur).

Le choix de la maille du filet est tout aussi importante. Il y a en effet un très fort risque de colmatage pour une maille inférieure à 300 μm qui impactera très largement l'efficacité de la mesure (Childers, 1999). L'efficacité du préleveur dépend en effet de la taille de la maille du préleveur et du remplissage de ce dernier, 40 % de son volume total étant selon Edwards et Glysson (1999) un grand maximum (Fig. 4.10). Pour un temps $t < T_{opt}$, la masse capturée par le préleveur augmente linéairement avec le temps. Il est donc nécessaire d'optimiser le temps de prélèvement afin de ne pas dépasser T_{opt} tout en capturant une masse minimum de sédiments pour limiter les incertitudes. Au-delà de T_{opt} , on va d'abord observer une perte de charge additionnelle (réduction de l'efficacité), puis un risque de colmatage (augmentation de l'efficacité).

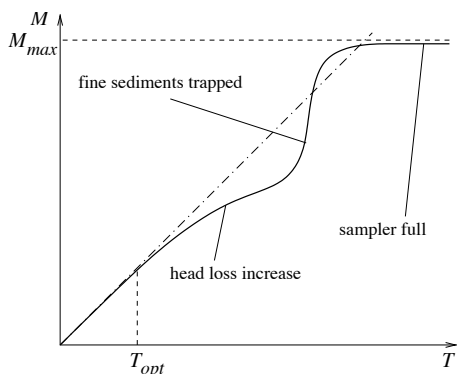


Figure 4.10. Efficacité d'une préleveur en fonction du temps et de son remplissage (Camenen et al., 2012).

Dans le cas de rivières à graviers avec une granulométrie étendue, le choix de la maille et du temps d'exposition doivent donc se faire en fonction de ce que l'on veut mesurer et de l'intensité des flux à mesurer : une maille lâche supérieure à 1 mm pour mesurer le charriage de la couche de fond (sédiments centimétriques) avec un temps de mesure relativement long (5 mn à 30 mn selon les conditions d'écoulement); une maille fine (100 à 300 μm) pour mesurer un charriage de sables sur le lit de graviers avec un temps de mesure court (30 s à 2 mn) pour éviter tout colmatage. Les mesures d'Hydrogéosphère sur l'Isère présentées Figure 4.11 montrent de manière évidente l'impact du choix de la maille sur la granulométrie de l'échantillon récolté. Quoiqu'il en soit, il est fondamental d'adapter le temps de mesure à la situation observée afin d'optimiser l'efficacité du préleveur.

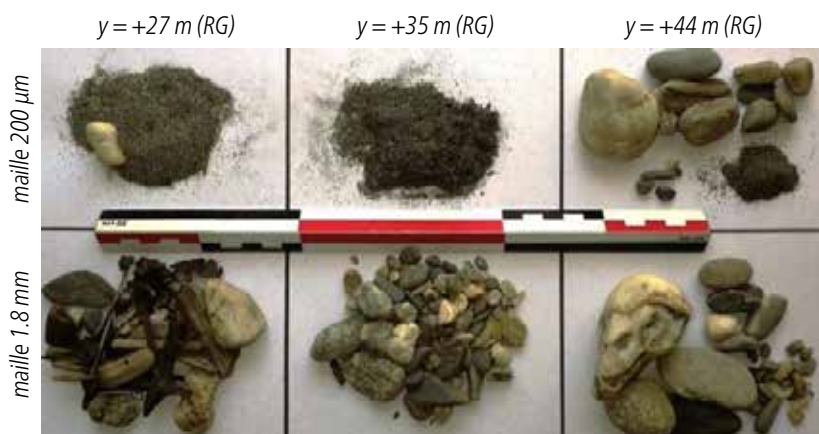


Figure 4.11. Exemples d'échantillons récoltés sur l'Isère à partir du pont de l'Île d'Amour en juin 2016 selon la position de la verticale et la maille du filet utilisée (EDF-DTG et Hydrogéosphère).

4.2.3.4 Utilisation d'ancrages et/ou câbles de rappel

Lorsque le préleveur est disposé au bout d'un câble, Hubbell (1964) mentionne le risque de dragage du fond. En effet, lorsque le dispositif descend dans la colonne d'eau, il est soumis à des forces de traînée importantes qui ont tendance à tendre fortement le câble de rappel dans le sens de l'écoulement. À l'approche du fond, la vitesse de l'écoulement diminue, et l'échantillonneur aura tendance à remonter le courant sous l'effet de son propre poids et de l'élasticité du câble. Aussi, les fluctuations de la turbulence peuvent générer des fluctuations des forces de traînées et des mouvements de va et vient de l'échantillonneur au fond, potentiellement sources de dragages additionnels. Dans le cas de la remontée, ce problème est moins probable si le câble est accroché au préleveur de façon à ce que la tête du préleveur monte en premier (Fig. 4.12).

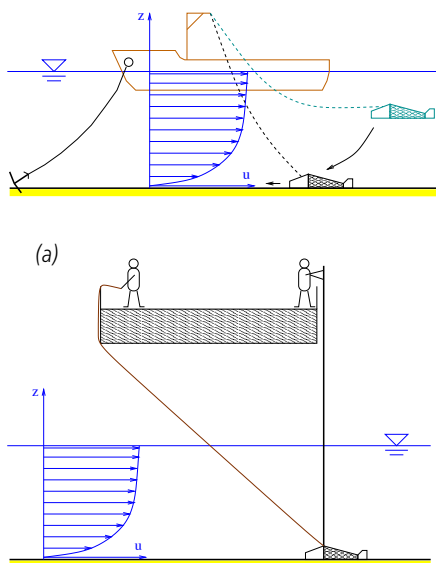


Figure 4.12. Possible dragage dû à la descente/montée du préleveur.

Figure 4.13. Schématisation de systèmes de câbles de rappel pour stabiliser la position du préleveur à partir d'un pont ou du bord de la rivière (b).

Dans le cas d'une mesure d'un bateau ou d'une traîle de mesure, cette difficulté reste sans réelle solution. On peut simplement limiter le risque avec un ancrage du bateau lorsque cela est possible et un lestage du préleveur associé à une descente rapide mais maîtrisée de ce dernier. Dans le cas d'une mesure dans une rivière peu large ou à partir d'un pont, une solution est de mettre en place un système de câbles de rappel (Fig. 4.6 page 73) destiné à maîtriser la trajectoire du préleveur et sa position au fond pendant la mesure (Childers, 1999). L'impact des forces de traînées ne doit pas être négligé également lorsque l'on manipule un échantillonneur à la main au bout d'une canne rigide dans un cours d'eau à forte énergie (Fig. 4.7 page 74). La Figure 4.13 présente une schématisation des possibles systèmes de câbles de rappel depuis un pont et depuis la berge en utilisant soit une poulie placée sur un câble tendu en travers de la rivière (besoin d'un opérateur en plus de celui maintenant le préleveur), soit deux câbles depuis la berge (besoin de deux opérateurs en plus). Ce type de rappel permet de maintenir la position de l'échantillonneur sur l'axe vertical lors de la mise en eau et de la mise hors d'eau. Le rappel est moins important pendant la mesure, car la force de traînée exercée sur l'échantillonneur plaqué au fond par l'opérateur est faible.

La position du préleveur au fond se doit d'être stable afin de ne pas biaiser l'échantillon (surestimation du flux du fait d'un dragage ou sous-estimation du flux du fait d'une mauvaise position). Ceci est particulièrement important pour les rivières alpines et torrents où l'on peut facilement rencontrer des particules grossières pouvant rendre difficile le positionnement du préleveur à plat sur le fond (Fig. 4.14).

4.2.3.5 Cas des dunes de sable

Il a été démontré que le charriage peut fluctuer temporellement et spatialement (Gomez *et al.*, 1989; Hoey, 1992; Cudden et Hoey, 2003; Recking *et al.*, 2009b; Humphries *et al.*, 2012), il faut donc veiller à ce que l'ensemble des mesures réalisées couvrent bien l'ensemble des situations possibles sur le site étudié. Un exemple évident est celui des formes de fond se propageant dans le cas de fonds sableux (Fig. 4.15) où le transport instantané varie très fortement selon qu'on se trouve sur le flanc ou le creux de la dune. Si la longueur d'onde des formes de fond est trop élevée par rapport au temps de mesure et la propagation des formes de fond (Fig. 4.15b), il sera alors nécessaire de bien répéter les mesures afin que la moyenne inclut toutes les situations. Un exemple de protocole d'échantillonnage est présenté dans Malavoi *et al.* (2011, p. 36) sur la Loire à Bréhémont.

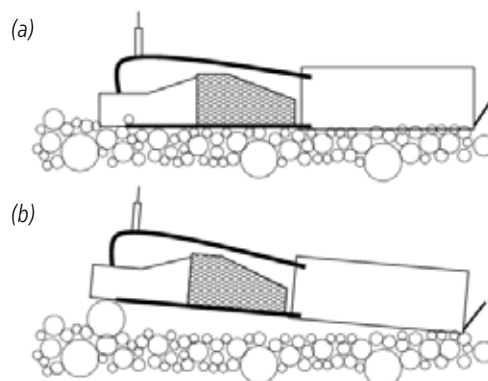


Figure 4.14. Impact de la position du préleveur au fond dans le cas de rivière avec de gros éléments (Camenen *et al.*, 2012).

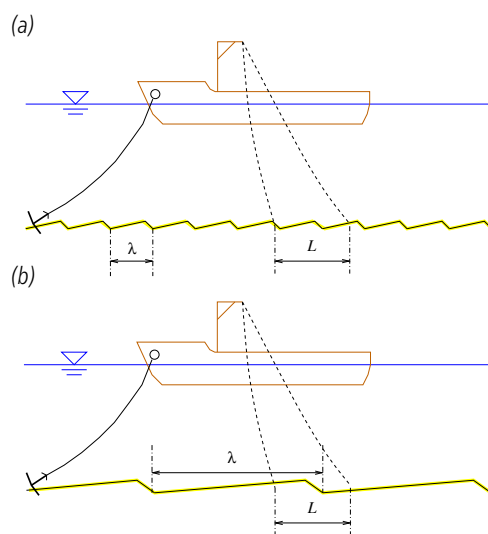


Figure 4.15. Impact de la présence de dunes sur la mesure du charriage (d'après Eijkelkamp, 2003).

4.2.4 Pièges et trappes à sédiments

Le principe des pièges et trappes est le même. Il s'agit de capturer un volume ou une masse de sédiments pendant un temps donné connu ou estimable afin d'en déduire le flux solide.

4.2.4.1 Pièges à sédiments

Le principe consiste à mesurer les dépôts sédimentaires dans un secteur dont on sait qu'il piège totalement la charge de fond. Ce piégeage permet de connaître les apports solides globaux en un point, leur volume, leur granulométrie. On distingue trois types de pièges à sédiments :

- les barrages de haute chute;
- les anciennes fosses d'extraction larges et profondes en lit mineur;
- les plages de dépôt à vocation de piégeage de la charge de fond dans un objectif de gestion.

Une fosse ou une plage de dépôt correspond à une zone où le dépôt des sédiments est forcé soit par l'élargissement du chenal, soit par l'approfondissement du lit, soit par une réduction significative de la pente, voire par une combinaison de ces 3 situations. Sur les torrents, les plages de dépôt sont typiquement fermées à l'aval par un barrage semi-perméable (voir exemple de la plage de dépôt RTM du Manival en Isère, Fig. 4.16). Le volume donné à la plage de dépôt est alors dimensionné en fonction des objectifs de protection et/ou de gestion mais aussi des contraintes foncières, topographiques et surtout budgétaires. Sur les torrents à laves torrentielles, le volume est si possible défini de manière à arrêter la quasi-totalité des apports solides amenés par une crue d'occurrence rare. Sur les torrents ou les rivières où le processus de charriage prédomine, la plage de dépôt aura plus souvent vocation à réguler les excès d'apports solides, d'une part en provoquant le dépôt d'une partie des sédiments en période de fort transport, d'autre part en érodant ces dépôts lorsque la fourniture en matériaux est sensiblement plus modeste.

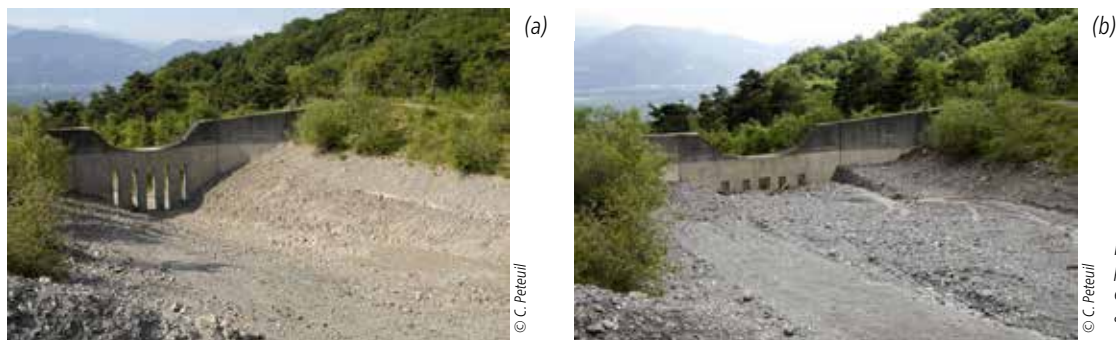


Figure 4.16. Évolution de la plage de dépôt du Manival en Isère entre le 7 juin 2010 après curage (a) et le 6 juillet 2010 après crue (b).

Ces aménagements doivent donc être curés régulièrement (notamment après chaque crue) et l'on effectue des mesures topographiques et granulométriques permettant ainsi d'évaluer la charge solide globale après un certain nombre d'événements. C'est donc une méthode intégrative ne permettant pas d'estimer un flux instantané. De plus, les fosses peuvent laisser passer une partie de la charge de fond et ne permettent donc pas nécessairement d'obtenir tout le volume transporté. Elle donne néanmoins un bon ordre de grandeur de la charge moyenne annuelle et/ou événementielle, particulièrement dans les cas où une très faible partie de la charge de fond transite en aval de l'ouvrage. Récemment, l'exploitation d'un jeu de données relatif à 72 torrents et rivières torrentielles des Alpes françaises équipés d'une plage de dépôt a permis de calibrer plusieurs modèles simples mais robustes permettant de prédire la production sédimentaire d'un bassin versant torrentiel en fonction de ses caractéristiques physiques (Peteuil *et al.*, 2012).

Le coût du suivi d'une fosse ou plage de dépôt reste abordable car il correspond à une description topographique avant et après événement pouvant se faire en quelques heures (sous-traitance à un géomètre ou réalisation par l'équipe si le matériel topographique est disponible).

4.2.4.2 Trappes à sédiments

Il existe aujourd'hui des systèmes de trappe à sédiments connues sous le nom de trappe Birkbeck permettant de mesurer en continu la masse déposée à l'aide de capteurs de pression disposés au fond de la trappe (Reid *et al.*, 1980; Reid et Frostick, 1986; Reid *et al.*, 1995; Habersack *et al.*, 2001; Laronne *et al.*, 2003). Il est ainsi possible d'estimer en continu le transport solide instantané du fait de la mesure instantanée du poids cumulé. Le calcul se fait aisément en utilisant l'équation 4.36 page 70 avec b l'ouverture de la trappe. Cette méthode

reste cependant très coûteuse car sa mise en œuvre est lourde (travaux de génie civil) y compris la mise en place d'un système pour retirer la trappe. Elle nécessite aussi une position stable du fond pour ne pas biaiser la mesure, idéalement sur un seuil. Habersack *et al.* (2001) ont montré sur la rivière Drau qu'il était de plus nécessaire de vider régulièrement les trappes du fait de leur remplissage rapide. Elle est donc plus adaptée aux torrents de montagne équipés de seuils de correction transversaux, même si dans ce cas, les apports correspondent souvent à une charge grossière et abondante capable de saturer très rapidement la trappe. Une trappe est actuellement utilisée par INRAE Grenoble (F. Liébault) sur le site de Draix (Liébault *et al.*, 2016) où les apports solides correspondent à des sédiments marneux peu grossiers (Fig. 4.17).

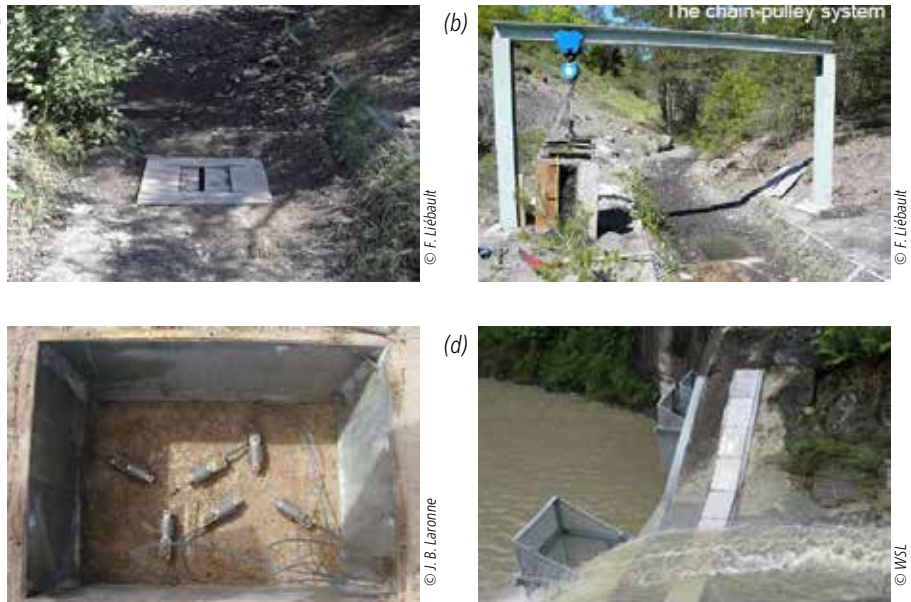


Figure 4.17 Trappe à sédiments sur le torrent du Moulin en France (a) avec son portique de levage (b); capteurs de pression posés au fond de la trappe (c); trappe à sédiments installée sur un seuil sur le torrent d'Erlenbach en Suisse (d).

Combinées à une mesure de la hauteur d'eau et du débit, les trappes à sédiments permettent une meilleure compréhension du flux charrié instantané en fonction des conditions hydrauliques sur l'ensemble d'un événement dans la limite de la capacité de la trappe (Fig. 4.18). Une telle méthode peut ainsi donner des indications sur les potentielles différences dans la dynamique du charriage en montée et en descente de crue (Sear *et al.*, 2000; Liébault *et al.*, 2016). Le principal inconvénient reste la durée de mesure finie, correspondant au temps de remplissage des fosses qui peut être très rapide.

Le coût de la mise en place d'un tel système reste très élevé du fait des travaux de génie civil. Il varie de près d'une dizaine de milliers d'euros (la trappe du torrent du Moulin a coûté approximativement 7 k€) à une centaine de milliers d'euros selon la largeur de la rivière et les besoins en génie civil. À cela, il faut aussi rajouter les coûts de maintenance.

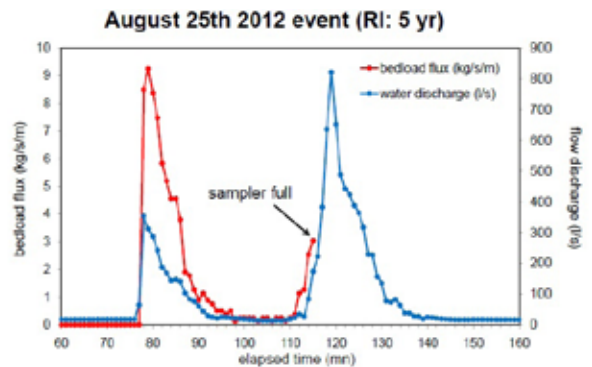


Figure 4.18. Exemple de résultat de flux charriés instantanés mesurés par une trappe sur le torrent du Moulin (Liébault *et al.*, 2013).

4.2.4.3 Trappes portatives de type Bunte

Les trappes portatives s'apparentent aux préleveurs de type Erhenberger (voir paragraphe 4.2.2.2 page 72) du fait de leur ouverture assez large (plusieurs dizaines de centimètres), censée être bien supérieure à la taille des sédiments présents sur le lit et limitant l'impact de l'appareil sur l'écoulement. À la différence des préleveurs, les trappes portatives sont généralement fixées au fond à l'aide de pieux limitant la manutention à de petites rivières guéables et imposant des durées d'échantillonnages généralement assez longues (plusieurs dizaines de minutes). Une longue durée d'échantillonnage est utile pour capturer la variabilité temporelle du transport solide, en particulier lorsque l'on est proche des conditions de début de transport, où la fraction grossière se déplace de façon sporadique (Bunte *et Apt*, 2005). L'inconvénient d'une durée de mesure longue est la nécessité de travailler avec des mailles de filet grossières afin d'éviter le colmatage du dispositif. Les trappes de type Bunte sont constituées d'un cadre de dimension de 0,2 x 0,3 m fixé sur deux pieux solidaires du lit, et posé sur une rampe (plaque) en aluminium effaçant les aspérités locales du lit. Elles sont équipées d'un filet d'environ 1 m de long avec une maille de plusieurs mm (Fig. 4.19).

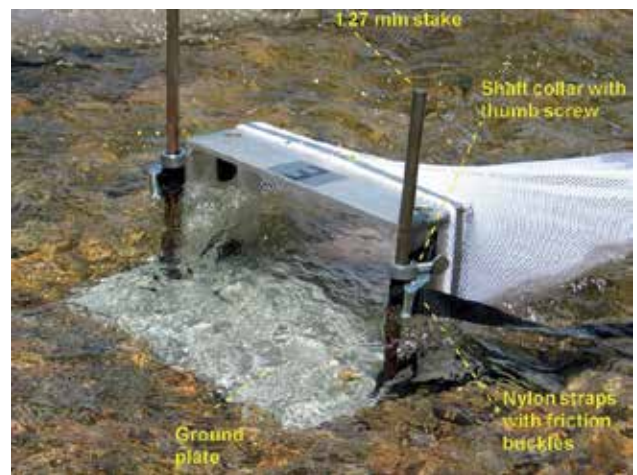


Figure 4.19. Trappe de type Bunte (Bunte *et al.*, 2008).

4.2.5 Suivi de dune

Dans le cas d'un fond sableux où des dunes se sont formées, il est possible d'estimer le charriage par l'intermédiaire de deux mesures bathymétriques successives. En supposant que la migration de la dune est constante, sans déformation de la dune et exclusivement due au charriage, l'application de l'équation de continuité permet de lier le charriage à la célérité de la dune (Simons *et al.*, 1965):

$$q_{sb,exp} = \beta(1 - p) \frac{H_d \Delta x_d}{\Delta T} = \beta(1 - p) H_d C_d \quad (4.38)$$

avec β un coefficient prenant en compte le fait que l'ensemble du charriage ne contribue pas à la migration de la dune (fonction de la forme de la dune et du taux de suspension, β souvent pris égal à 0,5), p la porosité du sédiment déposé, H_d la hauteur de la dune, C_d sa célérité, x_d la position de la crête de la dune et ΔT le temps entre les deux périodes de mesure (Fig. 4.20). Claude *et al.* (2012) ont utilisé cette méthode sur la Loire avec succès à partir d'une description fine du fond du cours d'eau en utilisant un sonar multi-faisceaux. Des essais menés par INRAE et la CNR sur le Mékong ont montré que les mesures obtenues à l'aide d'un écho-sondeur mono-faisceau étaient souvent plus difficiles à exploiter.

Le suivi de dune est réalisable idéalement avec un sonar multi-faisceaux impliquant un investissement d'environ 50k€. Il ne faut pas oublier non plus les coûts pour la mise en œuvre d'un tel suivi (bateau, personnel sur le terrain et pour le traitement des données).

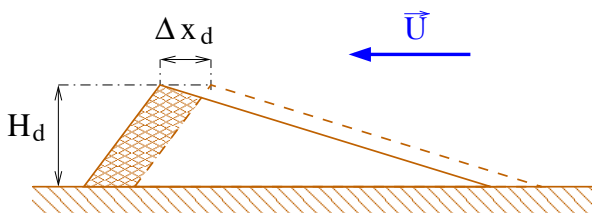


Figure 4.20. Principe de la méthode de suivi des dunes (dune tracking).

4.2.6 Méthodes acoustiques et sismiques

Une première technique alternative de la mesure du charriage est de mesurer le bruit dû aux chocs des sédiments charriés à l'aide d'un microphone. On distingue alors deux méthodes :

- la première consiste à mesurer le nombre de chocs des particules sur une plaque métallique (Rickenmann et McArdell, 2007 ; Rickenmann *et al.*, 2012) ou des colonnes ou tuyaux d'impacts (Mizuyama *et al.*, 2010) : on parle alors de géophone ;
- la deuxième méthode consiste en l'enregistrement de l'énergie acoustique des particules mobiles s'impactant entre elles. On parle alors d'hydrophone.

4.2.6.1 Géophones

La mesure des chocs pour un géophone peut se faire soit avec un microphone soit à l'aide de capteurs de vibrations piézo-électriques. Cette méthode donne de très bons résultats mais nécessite donc un gros génie civil (avec idéalement la présence d'un seuil sans pelle) et n'est généralement applicable que pour les torrents de montagne équipés de seuils de correction. Un calage est nécessaire avec des mesures par prélèvement (trappes ou préleveurs) permettant d'avoir le flux et surtout la granulométrie du charriage pour différents débits (Rickenmann *et al.*, 2012, 2014). Il apparaît de plus une difficulté lors d'un fort transport où le système peut saturer, les particules ne touchant plus la plaque.

Le coût de la mise en place d'une station acoustique avec géophones (matériels, installation, centrale d'acquisition, etc.) peut être élevé du fait des travaux de génie civil. Il monte généralement à quelques dizaines de milliers d'euros en fonction de la largeur de la rivière pour les quelques sites existants (Suisse, Autriche, Japon) (Fig. 4.21).



Figure 4.21. Plaques géophone sur le seuil du torrent Erlenbach en Suisse (a) avec les mini-plaques géophone (b) et tube géophone de type japonais sur le torrent Saldur en Italie (c).

4.2.6.2 Hydrophones

Cette technique passive est beaucoup moins coûteuse que la précédente (pas de génie civil) mais est encore au stade de recherche même si elle donne des résultats encourageants (Fig. 4.22) pour l'estimation de la granulométrie transportée et les flux. Cette méthode nécessite cependant encore beaucoup de calages avec des mesures plus classiques par prélèvement. Elle est en effet plus difficile à traiter du fait de la complexité du signal (variabilité des fréquences de chocs, déformation du signal, bruits, etc.) (Geay *et al.*, 2017a). Elle est actuellement en développement à IGE et INRAE (Grenoble) (thèses de Geay, 2013; Petrut, 2017) en collaboration avec EDF et au Cerege (Aix-en-Provence).

Geay *et al.* (2018) ont ainsi pu observer une relation entre la puissance acoustique moyenne P_{SGN} (μPa^2) et le flux charrié spécifique (c'est-à-dire moyenné sur la section de la rivière) q_{sbm} ($\text{g}/\text{m}/\text{s}$) pour différentes rivières (Fig. 4.22b). Les rivières testées sont l'Arve (A), le Grand Buëch (GB), l'Isère (I), la Romanche (R) et la Séveraise (S).

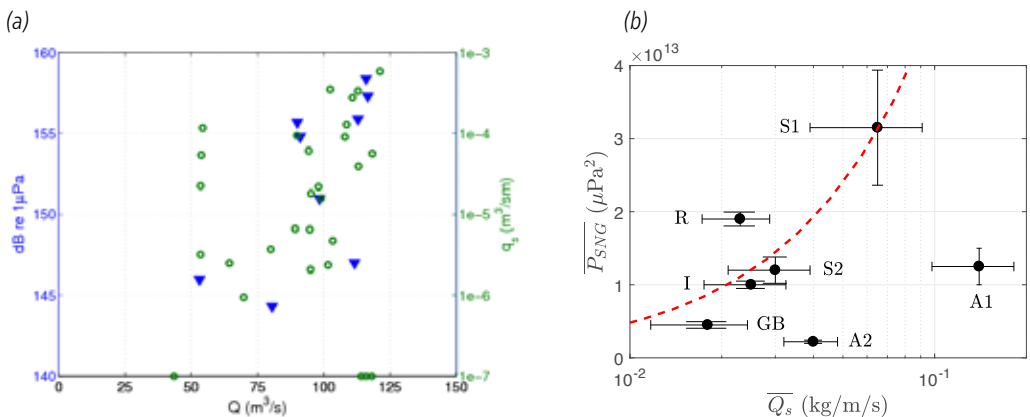


Figure 4.22. Exemples de résultat à l'aide d'un hydrophone calé sur des mesures par prélèvement sur la chasse de l'Arc de 2011 (a) (Camenen et Larson, 2010) ou en travaillant sur des valeurs moyennes par unité de largeur sur du multisite (b) (d'après Geay *et al.*, 2018).

La mise en place d'une station acoustique avec hydrophone est moins coûteuse que pour les géophones car les coûts de génie civil sont limités. On peut l'estimer à environ 5 000 €. En revanche, une telle station nécessitera plus de mesures ponctuelles pour son étalonnage.

4.2.6.3 Méthodes sismiques

Cette technique initiée dans les années 1990 (Govi *et al.*, 1993) se base sur l'enregistrement des ondes sismiques se propageant dans le sol et liées aux cailloux qui s'entrechoquent ou frappent le lit. Un grand intérêt de cette méthode est que les capteurs (sismographes) sont placés hors eau sur la berge, voire assez loin du lit, car le signal sismique peut se propager sur de longues distances sans trop de déformation. Cependant, les résultats se limitent à une estimation du flux sans distinction de la granulométrie (Burtin *et al.*, 2008, 2011; Gimbert *et al.*, 2014, 2019) et pour des flux intenses en crue (Roth *et al.*, 2016; Gimbert *et al.*, 2016). Ils ont toutefois permis d'identifier les hystérésis dans le transport solide lors de crues (Fig. 4.23).

Cette méthode est actuellement en développement au sein de l'équipe de Florent Gimbert (IGE, Grenoble).

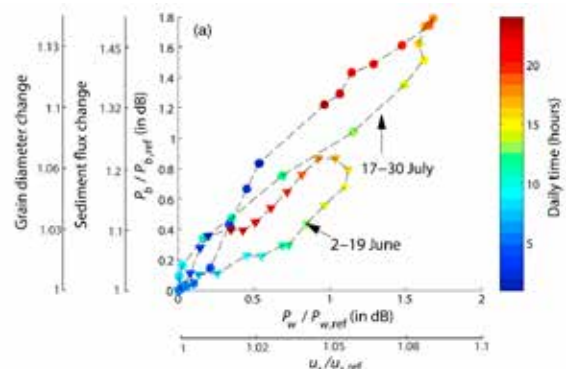


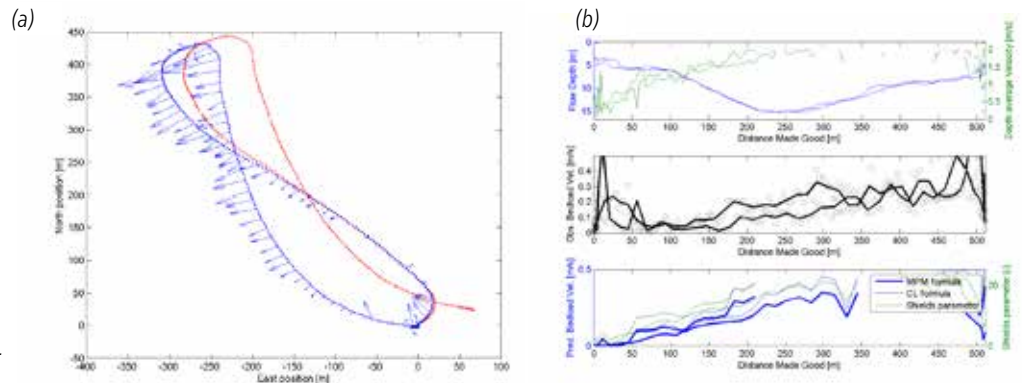
Figure 4.23. Évolution temporelle de la puissance sismique liée au transport solide par rapport à la puissance sismique liée à l'écoulement (Gimbert *et al.*, 2016).

Les principales difficultés des méthodes avec un hydrophone ou un sismographe enregistrant un signal sont de distinguer le signal propre au charriage du reste des signaux ambiants (turbulence de l'écoulement, bruits anthropiques, etc.) nécessitant une modélisation (Gimbert *et al.*, 2014; Geay *et al.*, 2017b), et une fois ce signal bien identifié, de faire la correspondance avec les flux transportés. Pour le moment une calibration est nécessaire au cas par cas.

4.2.6.4 Suivi de fond ADCP

L'ADCP est un appareil couramment utilisé pour la mesure de vitesse (effet Doppler). Couplé à un GPS (ou utilisé en position fixe), ce dernier peut aussi permettre d'estimer le mouvement du fond et donc le charriage (Rennie *et al.*, 2002; Rennie et Millar, 2004). La méthode de suivi de fond ADCP (*bottom tracking*) reste cependant encore en développement car il est difficile de connaître exactement à quel niveau cette vitesse de fond V_{bt} est estimée (suspension de fond ou charriage) selon la fréquence de l'appareil et les concentrations de sédiments au fond (Fig. 4.24).

Figure 4.24. Trajectoires du suivi de fond (bottom-tracking) (bleu) et GPS avec vitesses du fond (rouge) (a) et estimation du charriage sur la section de mesure (b).



De plus, il existe une inconnue qui est l'épaisseur de la couche en mouvement (en supposant que cette dernière bouge de façon homogène). Une première approximation est de supposer que cette couche a une épaisseur δ_s , égale à la rugosité de fond (Pitlick *et al.*, 2009), soit :

$$q_{sb, bt} = \delta_s V_s \approx 2d_{90} V_{bt} \quad (4.39)$$

avec $q_{sb, bt}$ l'estimation du charriage par la méthode bottom-tracking, V_s la vitesse de la couche de charriage que l'on suppose égale à la vitesse mesurée V_{bt} par la méthode de suivi de fond. Il existe donc une forte incertitude sur l'estimation quantitative du charriage en particulier selon la fréquence de l'ADCP. Par contre, cette méthode permet d'avoir une bonne vision qualitative des variations dans l'espace du charriage (Fig. 4.24) et ainsi aider à l'intégration transversale du flux.

Les appareils ADCP sont aujourd'hui couramment utilisés en hydrométrie. Cette méthode peut donc être facilement implémentée en complément d'un jaugeage liquide. Le coût d'un ADCP reste aujourd'hui cependant élevé (≈ 30 k€) auquel il faut rajouter le coût du DGPS (≈ 15 k€).

4.2.7 Autres ouvrages

On présente ici quelques ouvrages spécifiques qui ont été testés aux États-Unis dans les années 1970. Ce sont en effet des méthodes très coûteuses et nécessitant beaucoup de génie civil. Ces méthodes sont présentées avec plus de détails dans Gray *et al.* (2010); Recking (2017).

Préleveur à tapis roulant

Ce dispositif a été construit sur la rivière East Fork aux États-Unis (Leopold et Emmett, 1976). Il est composé d'un seuil béton équipé d'une rigole de collecte disposée sur toute la largeur du cours d'eau (15 m). La surface supérieure de la rigole est équipée d'une fente de largeur 0,2 m pouvant être fermée par des trappes. Un tapis roulant est disposé sous la fente à l'intérieur du seuil et récolte les sédiments qui sont conduits jusqu'à un puits de sédimentation en berge, d'où ils sont repris par un chariot élévateur jusqu'aux systèmes de pesée, avant d'être rejetés au cours d'eau.

Préleveur à vortex

Le préleveur à vortex comporte une rigole transversale insérée dans un seuil béton et faisant un angle avec la direction de l'écoulement. La récupération de ce qui tombe dans la rigole est assurée directement par l'écoulement du fait de la formation d'un vortex dans la rigole alimentée par un by-pass. Ce vortex est sensé avoir une capacité d'entraînement suffisamment forte pour évacuer les sédiments présents. Cette méthode a été testée sur la rivière Oak Creek aux États-Unis (O'Leary et Beschta, 1981).

4.3 Mesure de la dynamique particulaire

4.3.1 Outils de mesure de la dynamique particulaire

4.3.1.1 Marquage colorimétrique, magnétique ou radioactif

Le marquage colorimétrique peut être utile pour déterminer des débits seuils de mise en mouvement de particules (Rollet, 2008). Il consiste à peindre une parcelle de 1 m² et repérer au DGPS la position de la parcelle, puis de repérer la quantité de sédiments ayant bougé après un événement. Pour une mobilisation partielle d'une parcelle, il est possible d'estimer le diamètre critique de mise en mouvement des particules. Cependant, cette méthode nécessite un traitement granulométrique *a posteriori* (qui peut tout de même être évité en faisant un traitement d'une photographie de la parcelle ou un comptage de type Wolman) et a un taux de récupération très faible.

De la même manière, le marquage peut se faire à partir d'éléments magnétiques ou radioactifs naturels avec les limites d'utilisation de chacun de ces marqueurs.

4.3.1.2 Transpondeurs passifs

Les transpondeurs passifs intégrés ou PIT tags sont des puces RFID (*Radio Frequency IDentification*) implantées dans des sédiments grossiers (galets, blocs). Ils sont utilisés pour un suivi du transport solide sur le long terme (Fig. 4.25). Une fois le transpondeur implanté, le sédiment est placé dans le cours d'eau ou sur des bancs. Leurs emplacements initiaux sont localisés par DGPS. Après un événement majeur (crue, chasse) ils sont recherchés à l'aide d'une antenne réceptrice. On peut ainsi mesurer la distance parcourue par ces sédiments. Malheureusement, si le cours d'eau est large et a un fort transport solide, il peut être très difficile de retrouver les particules marquées. Le taux de récupération peut être très faible et induit ainsi un fort biais dans la compréhension de la dynamique car on ne sait si les traceurs non retrouvés sont enfouis ou ont parcouru de plus longues distances. La limite de détection de l'antenne est d'environ 30 cm dans le sédiment à 1 m dans l'air, mais cette dernière peut fortement varier selon la position de l'antenne par rapport au transpondeur (Chapuis *et al.*, 2014; Arnaud *et al.*, 2015; Tsakiris *et al.*, 2015; Cassel *et al.*, 2016). Une limite des transpondeurs passifs reste aussi leur taille (0.4 x 2.5 cm) limitant ainsi l'étude aux sédiments grossiers. À noter aussi un problème technique lié à cette technologie, si deux galets marqués sont très proches l'un de l'autre, ils peuvent ne pas être repérables (collision). Il faut compter une bonne journée de terrain pour une recherche de traceurs sur une distance de 1 km pour une rivière de 50 m de large. Les équipes françaises utilisant cette technique sont principalement celle d'H. Piégay (URM5600, Lyon) sur l'Ain et le Vieux-Rhin mais aussi les équipes de B. Camenen (INRAE Lyon) sur l'Arc, F. Liebault (INRAE Grenoble) sur le Bouinenc, ou J.-L. Peiry (UMR 6042, Clermont-Ferrand) sur l'Allier (barrage du Poutès).

Il est possible de positionner des antennes en fixe (sur un seuil), permettant ainsi de repérer le passage d'un galet marqué. Dans ce cas, ce n'est plus une distance de parcours mais un temps de parcours qui est estimé par rapport à la position initiale.

Si le coût d'un transpondeur reste peu élevé (quelques euros pièce), il faut généralement rajouter la même somme pour insérer les Pit-tags dans les galets. Le budget pour 500 galets marqués avoisinera donc les 3 000 €. De plus, le coût en personnel pour rechercher les traceurs peut vite monter. Il faut en effet souvent compter plusieurs jours de recherche par campagne de mesure à deux techniciens pour un suivi de quelques centaines de traceurs.

4.3.1.3 Transpondeurs actifs

Des transpondeurs actifs ou radio-émetteurs ont été utilisés pour mesurer la dynamique de saltation des particules (Habersack, 2001), et en particulier pour vérifier l'approche probabiliste d'Einstein (1942). Le coût d'une telle expérimentation reste cependant très élevé et ne permet de suivre qu'un nombre très limité de

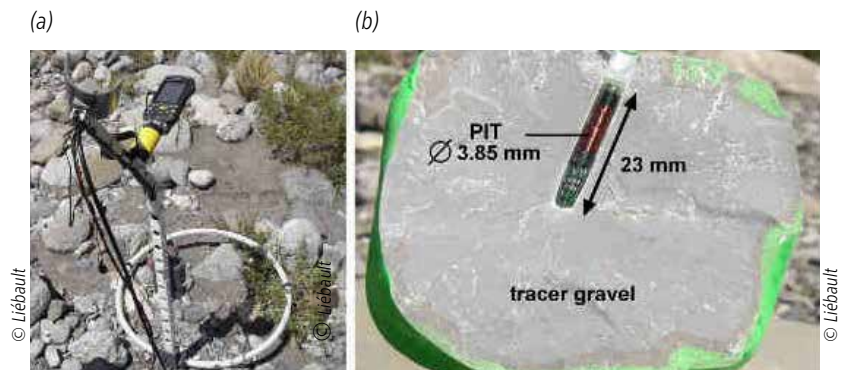


Figure 4.25. Antenne pour transpondeur PIT (a) et principe d'insertion des transpondeurs dans un galet (b).



Figure 4.26. Vue en plan d'un RFID actif dans sa capsule (encart) et de particules artificielles dans leur moule.

Geopeka. L'équipe de l'UMR5600 (Lyon) a proposé l'utilisation de particules artificielles afin d'améliorer la résistance des traceurs à l'abrasion et aux chocs et d'optimiser leurs tailles par rapport à celle du RFID. Le coût d'une particule artificielle est d'un peu moins de 100 €.

4.3.2 Intérêt d'un suivi particulaire

Trois principales stratégies existent pour l'utilisation d'un suivi particulaire :

- mesure spatiale du début d'entraînement des particules ;
- suivi de forme sédimentaire ;
- mesure du charriage par l'étude statistique d'un grand nombre de particules ayant *a priori* subi les mêmes contraintes d'écoulement.

4.3.2.1 Début d'entraînement des particules

Le début d'entraînement des particules peut être obtenu à l'aide d'un marquage colorimétrique ou de transpondeurs passifs. La stratégie est de positionner un certain nombre de particules (ou placettes constituées d'un ensemble de particules) dans le cours d'eau afin d'obtenir une bonne représentativité spatiale des principaux

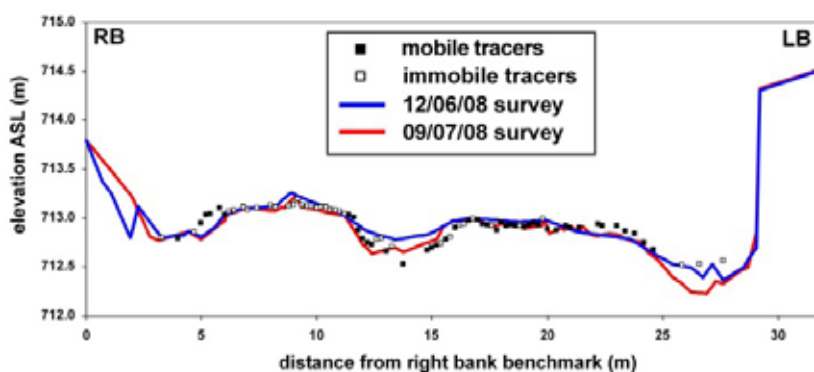


Figure 4.27. Distribution de la mobilité des particules sur le torrent du Bouinenc (Liébault et al., 2009).

faciès sédimentaires du cours d'eau (chenal principal, chenal secondaire, banc, berge etc.). Il est important de noter que le début d'entraînement des particules est sensible à la taille des sédiments. Idéalement, un minimum de particules par placette (une cinquantaine) représentant la granulométrie de surface semble nécessaire. Cependant, il faut veiller à ce que les particules soient suffisamment éloignées les unes des autres afin d'éviter le masquage des Pit-tags. Liébault *et al.* (2009) ont ainsi pu mettre en évidence les différentes mobilités des sédiments sur un torrent (Bouinenc, affluent de la Bléone) d'une largeur active d'environ 30 m (Fig. 4.27) suite à quelques crues.

4.3.2.2 Suivi de forme sédimentaire

Les traceurs PIT tags peuvent aussi être utilisés pour suivre une forme sédimentaire particulière suite à une injection sédimentaire dans le cadre de projet de redynamisation d'un cours d'eau comme l'Ain (Rollet, 2008; Alber, 2012) ou le Vieux Rhin (Béraud, 2012; Arnaud, 2012), ou d'effacement de barrage (Poutès). De la même manière que pour le suivi du début d'entraînement des particules, la stratégie est de disposer d'un certain nombre de placettes permettant une bonne représentativité de la forme sédimentaire étudiée (tête,

queue, flancs etc.) mais aussi du cours d'eau afin d'avoir un état de référence (Fig. 4.28). Le suivi des traceurs permettra par la suite de suivre la dynamique globale de la forme sédimentaire tout en donnant des précisions sur sa déformation et la dynamique plus locale liée à cette forme. Une compréhension du système peut être possible même avec des taux de récupération relativement faibles (< 50 %) si des topographies-bathymétries complémentaires et une granulométrie des particules non retrouvées similaire à la granulométrie de départ confortent les résultats des traceurs (Fig. 4.28 sur le Vieux-Rhin où la bathymétrie a montré que les particules n'ont pas été plus loin que le front observé).

4.3.2.3 Étude de la nature stochastique du charriage

Pour le cas d'un système avec une hydrodynamique à peu près homogène, il est possible d'étudier plus précisément la dynamique des particules avec en particulier la nature stochastique du charriage, c'est-à-dire qu'un ensemble de particules identiques soumises aux mêmes contraintes hydrauliques ne se déplacera pas de façon uniforme. Un minimum de particules par placette (une cinquantaine) représentant la granulométrie de surface est indispensable afin de mieux représenter la sensibilité à la taille des particules. Ainsi Camenen *et al.* (2010) sur l'Arc en Maurienne et Liébault *et al.* (2012) sur le torrent du Bouinenc ont étudié la dynamique du charriage sur ces systèmes spécifiques à l'aide de transpondeurs PIT tags (Fig. 4.29). Il est intéressant en particulier de noter la sensibilité au diamètre de la vitesse virtuelle des particules dans le cas du Bouinenc (inversement proportionnelle, voir courbe exponentielle Fig. 4.29b). La limite de telles études est qu'elles nécessitent un taux de récupération important (idéalement > 80 %) pour pouvoir réellement conclure quant à cet aspect du charriage (Rollet *et al.*, 2008; Camenen *et al.*, 2010).

Comme le transport par charriage n'est pas une fonction linéaire des conditions hydrodynamiques, Camenen *et al.* (2010) ont proposé de calculer la distance de parcours moyenne D_{tm} comme une moyenne logarithmique :

$$D_{tm} = \exp \left[\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln (d_{t,i}) \right] \quad (4.40)$$

où n est le nombre de traceurs retrouvés et $d_{t,i}$ la distance parcourue par chacun de ces traceurs. Parallèlement, en supposant l'épaisseur de charriage égale à la hauteur de rugosité ($\delta_s = k_s 2d_{90}$) (van Rijn, 1993; Camenen *et al.*, 2006), il est possible d'estimer ces distances de parcours à partir d'une modélisation numérique de l'événement :

$$D_{t,num} = \int_0^T \frac{q_s(t)}{2d_{90}} dt \quad (4.41)$$

où T est la durée de l'événement et $q_s(t)$ le transport par charriage instantané (en $m^3/s/m$) estimé à l'aide de formule semi-empirique et les résultats du modèle numérique. La contrainte critique de mise en mouvement des particules τ_c apparaît comme le paramètre critique sur la dispersion des distances de parcours dans le cas d'une granulométrie étendue où cette valeur peut varier très largement selon la position de la particule (effet de masquage ou sur-exposition). Liébault *et al.* (2012) ont aussi pu montrer que le diamètre des particules d et donc τ_c influence aussi les distances parcourues (Fig. 4.29b). Ceci n'a cependant pas été observé sur l'Arc (Camenen *et al.*, 2010).

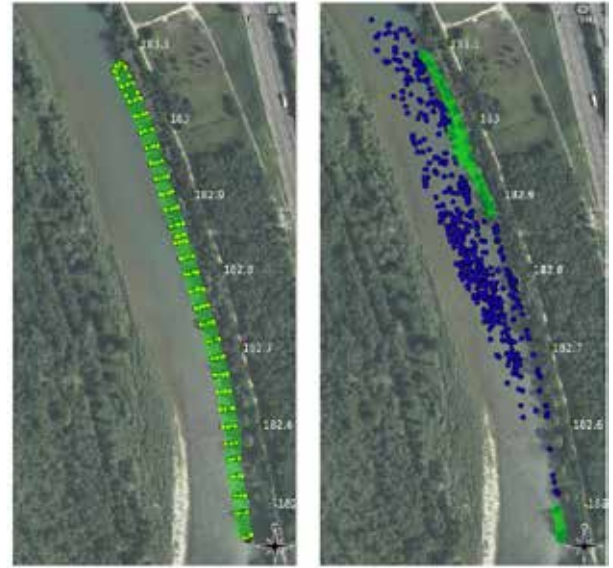


Figure 4.28. Mobilité d'une injection sédimentaire sur le Vieux Rhin (projet Interreg « Redynamisation du Vieux-Rhin ») avant (a) et après (b) la crue de décembre 2010 (position des Pit-tags en jaune/bleu et surface émergée du banc artificiel en vert).

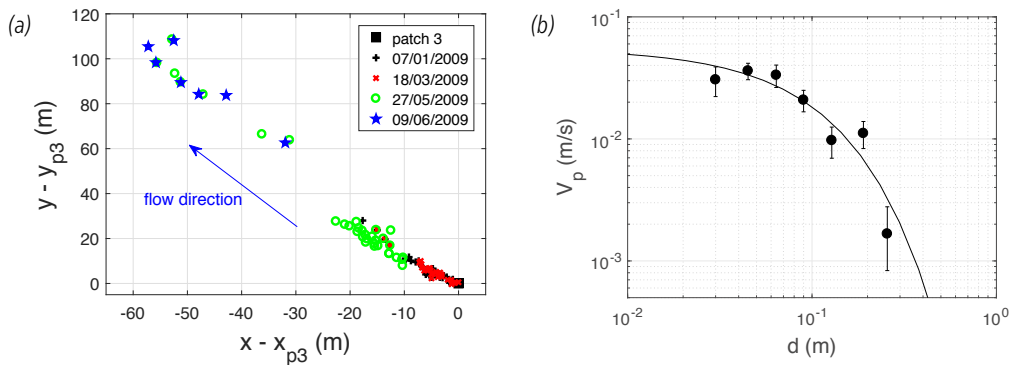


Figure 4.29. Distance de parcours des traceurs sur un chenal secondaire de l'Arc par rapport à leur position d'origine (x_{p3}, y_{p3}) (Camenen et al., 2010) (a) et vitesses virtuelles des particules sur le Bouinenc en fonction de leur taille (d'après Liébault et al., 2012) (b).

4.4 Mesure de la respiration d'un cours d'eau

Il faut bien distinguer flux et évolution des fonds. Un système peut être à l'équilibre (sans modification des fonds) tout en étant parcouru par des flux sédimentaires importants. On parle de respiration d'un cours d'eau lorsque des modifications sont observées autour d'un équilibre global. Cette définition est donc fonction de l'échelle spatiale (forme sédimentaire, tronçon, etc.) et temporelle (crue, année, etc.). Les méthodes présentées dans ce paragraphe sont plus classiquement utilisées en géomorphologie (Malavoi et al., 2011). Elles permettent une vision plus globale et intégrée de la dynamique d'un cours d'eau.

4.4.1 Outils de mesure de la respiration d'un cours d'eau

4.4.1.1 Mesures topographiques/bathymétriques

Certains auteurs (Ham et Church, 2000; Fuller et al., 2003) ont tenté d'estimer la dynamique de cours d'eau à partir de mesures topographiques et bathymétriques. S'il est possible en effet de repérer les zones d'érosion et de dépôt à partir de la différence de deux MNT, l'interprétation de ce résultat en terme de dynamique sédimentaire reste très difficile. Une différence de MNT intègre en effet beaucoup de choses entre les deux dates de mesure *in situ*. Dans beaucoup de cas, et en particulier pour les rivières de montagne, on peut cependant supposer que les évolutions sont dues uniquement aux crues ayant eu lieu dans la période d'étude. Pour un point donné (x, y) , la variation de hauteur Δz correspond à ce qui s'est déposé moins ce qui s'est érodé mais exclut la quantité de sédiments (et donc le flux) qui s'est déplacé au dessus de ce point.

Quoi qu'il en soit, cette méthode nécessite une très bonne qualité de MNT qui peut être obtenue soit par des mesures de type Lidar (Lallias-Tacon et al., 2012), stéréo-photogrammétrie, scanner 3D, ou sonar multi-faisceaux soit à partir de mesures topographiques plus classiques (tachéomètre, DGPS) avec une méthodologie adaptée limitant les incertitudes (Jaballah et al., 2011). Les appareils topographiques impliquent généralement un investissement de plusieurs dizaines de milliers d'euros. Concernant les campagnes Lidar, il faut encore aujourd'hui compter sur un coût proche de 1 000 € par kilomètre.

Des mesures ponctuelles en continu peuvent aussi être réalisées en utilisant des capteurs à ultrason (type Altus). Ces appareils sont utilisés en côtier et permettent de mesurer finement les taux d'érosion et de dépôt. Très intrusifs, ils sont difficiles à mettre en place dans des écoulements très turbulents.

Il est aussi possible d'avoir une vision qualitative de la respiration d'une rivière par l'intermédiaire de prises de photographies régulières d'un ou plusieurs points de vue (permettant ainsi une estimation du volume à l'aide de la stéréo-photogrammétrie).

4.4.1.2 Chaînes d'érosion

Le principe des chaînes d'érosion est relativement simple et permet d'estimer localement l'érosion maximum ainsi que le dépôt suite à une crue (Laronne et al., 1994). Cette méthode se base sur le fait que la montée de crue tend à éroder l'ensemble du fond d'un cours d'eau (en lien avec l'augmentation des contraintes au fond) alors qu'un dépôt plus ou moins général s'observe sur la descente de crue (diminution des contraintes au fond). La méthode consiste donc à (Fig. 4.30):

- faire pénétrer dans le plancher alluvial une chaîne de longueur $L = na$ (avec n le nombre de maillons et a la taille d'un maillon à prendre plus ou moins fin selon la taille des sédiments en place) suffisamment grande pour éviter tout arrachement. D'un point de vue pratique, selon le matériau en place, l'utilisation d'un marteau piqueur peut être utile... ;
- mesurer la longueur libre L_1 ;
- repérer la position de la chaîne en x, y, z (par exemple au moyen d'un GPS différentiel, les tentatives de recherche au détecteur de métaux se sont avérées très délicates) ;
- relever la chaîne après un événement de crue et mesurer la profondeur d'enfouissement de la chaîne (L_{2d}) ainsi que sa longueur horizontale (L_{2e}) ;
- calculer les hauteurs d'érosion et de dépôt :

$$\Delta z_{erosion} = L_1 - L_{2e} \quad (4.42)$$

$$\Delta z_{depot} = L_{2d} \quad (4.43)$$

La méthodologie de la chaîne d'érosion nécessite des mesures avant et après événement, ce qui n'est malheureusement pas toujours possible sur certains cours d'eau (Rollet, 2008). De plus, l'unique information donnée par cette mesure est l'érosion maximale suite à un événement et le dépôt qui a suivi. Elle ne permet donc pas de suivre une crue avec plusieurs pics de débit, ce qui est pourtant courant en nature. Elle apporte cependant des informations très intéressantes quant au suivi de la propagation des dunes sableuses (Malavoi, 2003).

Le coût de cette mesure est principalement lié au coût humain pour mettre en place les campagnes de mesure.

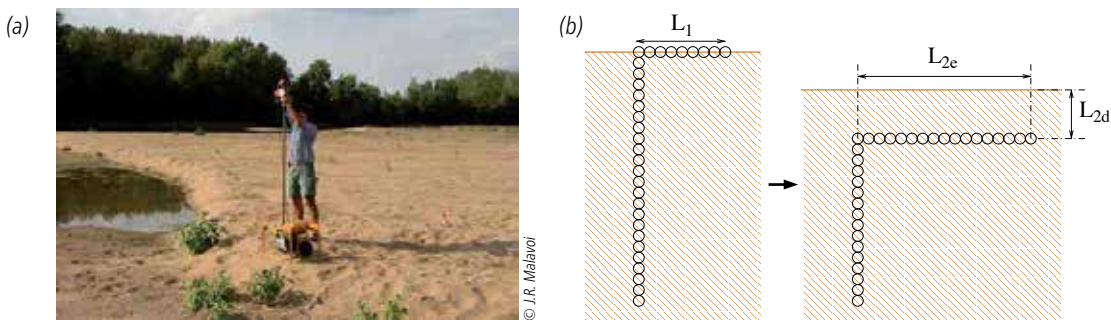


Figure 4.30. Principe des chaînes d'érosion : (a) mise en place, et (b) mesures à réaliser avant et après crue.

4.4.2 Intérêt des mesures de la respiration d'un cours d'eau

4.4.2.1 Bilans sédimentaires

L'utilisation de mesures topographiques et/ou bathymétriques permet donc principalement de faire des bilans sédimentaires, de repérer les zones stables, en accrétion ou en érosion, et d'en estimer les volumes sur des périodes données correspondant à un ou plusieurs événements morphogènes. L'utilisation des chaînes d'érosion permet de plus d'estimer l'érosion maximum au cours d'une crue en un point donné. Une telle mesure est fondamentale pour le dimensionnement de pile de pont ou la compréhension d'un potentiel détarage d'une station hydrométrique.

Il est aussi possible d'évaluer à partir de différence de MNT la dynamique du charriage par l'observation de migration de formes de fond transverses à l'écoulement principal, que ce soit des dunes (Suivi de *dune tracking*, paragraphe 4.2.5 page 79), des fosses ou des chenaux.

Les mesures réalisées par l'équipe de F. Liébault (INRAE Grenoble) sur le torrent du Moulin (chaînes d'érosion) ont permis de mieux appréhender les réponses du torrent aux fluctuations des apports du bassin versant (Fig. 4.31 page 87). L'intensité des mesures sur ce site a ainsi permis de repérer trois échelles sur la dynamique de stockage :

- à long terme, un stockage croissant ;
- à moyen terme, l'impact des crues sur les fluctuations de ce stockage ;
- à court terme, la respiration de ce stockage au cours des crues estimée à l'aide des chaînes d'érosion.

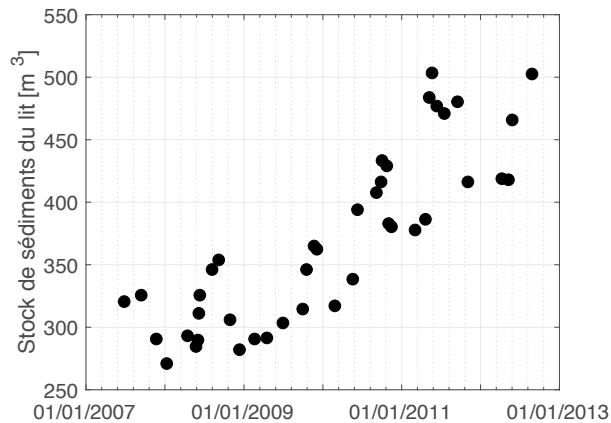


Figure 4.31. Dynamique du stockage de sédiments sur le torrent du Moulin (site de Draix) (Liébault et al., 2013).

L'utilisation de la technique des chaînes d'érosion est très pertinente quand on l'associe à une topographie/bathymétrie fréquente (événementielle) et surtout à l'analyse stratigraphique des dépôts (Rodrigues *et al.*, 2012). Ces trois outils rassemblés permettent de reconstruire la dynamique des sédiments en crue de façon assez précise et de mieux comprendre la mise en place de macroformes comme les barres sableuses (modalités, célérité).

4.4.2.2 Flux globaux

Les pièges à sédiments permettent une mesure globale et intégrée des flux charriés. Ils permettent ainsi d'estimer des flux événementiels ou des flux moyens annuels :

$$Q_s = \frac{(1-p)V}{T} \quad (4.44)$$

avec p la porosité des sédiments ($p \approx 0,3$ dans le cas d'une granulométrie étendue), V le volume de sédiments récupéré dans la fosse sur la période de temps T .

L'étude de la morphologie du lit peut aussi donner des indices quant à certaines dynamiques. En particulier, pour les systèmes de seuils-mouilles, Church et Hassan (1992) ont montré que sous certaines conditions (événement hydrologique moyen), les particules se déplacent d'une zone d'érosion à la zone de dépôt la plus proche, soit d'un seuil à la mouille ou le banc de galets qui suit. Cependant, une telle étude demande une bonne expertise et reste approximative. Malavoi *et al.* (2011, p. 24) donnent quelques indications de distance de propagation de la charge de fond pour quelques exemples de cours d'eau.

Une quantification de la charge de fond intégrée sur une période de mesure peut aussi être envisagée en combinant des mesures de chaîne d'érosion (indication de l'épaisseur déplacée), des mesures topographiques (indication des surfaces mobilisée) et l'utilisation de traceurs (indication de la distance de parcours des sédiments) (Laronne *et al.*, 1994; Liébault et Laronne, 2008):

$$Q_{sb} \approx \frac{|\Delta z_{depot}| + |\Delta z_{erosion}|}{2} \times A \times L \quad (4.45)$$

avec A la surface solide mobilisée et L la distance moyenne parcourue par les particules.



5 Transport solide en suspension

5.1 Processus et modélisation

5.1.1 Phénomènes en jeu

Le transport solide en suspension correspond à un flux de sédiments sur la section mouillée transporté selon la vitesse de l'écoulement (Fig. 5.1):

$$Q_{ss} = \int_{y_{rg}}^{y_{rd}} q_{ss}(y) dy \quad (5.1)$$

avec Q_{ss} le flux total en suspension au travers de la section d'étude, q_{ss} le transport solide par suspension par unité de largeur (sur une verticale), y_{rg} et y_{rd} les ordonnées de la section de mesure en rive gauche et rive droite. Sur une verticale à la position y , on peut écrire q_{ss} tel que:

$$q_{ss} = \int_{z_a}^h c(z)u(z) dz \quad (5.2)$$

avec z_a le niveau de référence au fond (sommet de la couche de charriage), h la hauteur d'eau, $c(z)$ la concentration en sédiments et $u(z)$ la vitesse longitudinale de l'écoulement (perpendiculaire à la section).

Le maintien des particules sédimentaires sur la colonne d'eau est principalement lié à la turbulence. La turbulence au fond se caractérise par des fluctuations de forces et de vitesses relativement structurées. Ces structures de paroi, appelées bouffées turbulentes (ou *bursts*) sont liées à l'alternance de fluide lent et rapide, qui provoque l'éjection vers le haut par portance de petits tourbillons naissant à la paroi (fond+berges en rivière) et s'étendant ensuite à toute la colonne d'eau. Selon Leeder (1983), confirmant l'hypothèse de Bagnold (1966), c'est l'asymétrie des fluctuations turbulentes qui génèrent une force vers le haut.

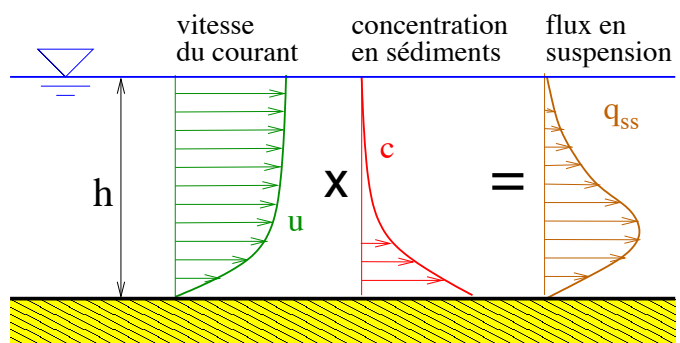


Figure 5.1. Schématisation du transport solide par suspension.

5.1.2 Profil d'équilibre de concentration

Nous présentons ici la théorie simple du profil d'équilibre de concentration sur une verticale. En supposant un équilibre entre la vitesse de chute d'une particule et le forçage hydrodynamique, une équation pour la concentration en sédiments peut être dérivée de l'équation de conservation de la masse en conditions permanentes :

$$\frac{\partial c(z)}{\partial z} + \frac{W_s}{\epsilon_v} c(z) = 0 \quad (5.3)$$

avec W_s la vitesse de chute (paragraphe 2.5.5 page 42) et ϵ_v le coefficient de diffusion turbulente verticale. En faisant des hypothèses sur le profil vertical du coefficient de diffusion turbulente vertical, il est possible de résoudre l'équation 5.3.

5.1.2.1 Profil exponentiel

Si on considère la diffusion turbulente constante sur la hauteur d'eau, on obtient alors un profil de concentration exponentiel :

$$c(z) = c_R \exp\left(-\frac{W_s}{\epsilon_v} z\right) \quad (5.4)$$

où c_R est la concentration de référence au fond. En général, la diffusion turbulente est alors prise proportionnelle à la vitesse de frottement $u_* = \sqrt{\tau_b/\rho}$ et la hauteur d'eau h :

$$\epsilon_v = \frac{\kappa}{6} u_* h \quad (5.5)$$

avec $\kappa = 0,41$ la constante de Von Karman. Le coefficient $1/6$ est proposé pour qu'il y ait cohérence avec la valeur moyenne donnée par l'équation 5.6 (Rouse, 1937), qui est généralement prise comme référence.

5.1.2.2 Profil de Rouse

Rouse (1937) a proposé de décrire le profil vertical du coefficient de diffusion turbulente par un profil parabolique :

$$\epsilon_v = \kappa u_* z \left(1 - \frac{z}{h}\right) \quad (5.6)$$

Il a ainsi obtenu une expression du profil de concentration sur la hauteur d'eau selon une loi puissance :

$$c(z) = c_a \left(\frac{z}{z_a}\right)^{\frac{W_s}{\kappa u_*} \frac{h - z_a}{h - z}} \quad (5.7)$$

où c_a est la concentration à l'altitude de référence z_a . Le paramètre de Rouse ($P_R = W_s/(\kappa u_*)$) détermine la forme du profil de suspension (Tableau 5.1).

Tableau 5.1 Critères de transport selon Rouse (1937)

$P_R = W_s/(\kappa u_*)$	Forme de la suspension
$P_R > 5$:	Suspension proche du fond (pour $z < h/10$), charriage non-négligeable
$2 < P_R < 5$:	Suspension sur la première moitié de la couche limite
$1 < P_R < 2$:	Suspension sur l'ensemble de la couche limite
$P_R < 1$:	Suspension uniforme sur la couche limite

La Figure 5.2 présente une comparaison de ces profils verticaux théoriques avec des données expérimentales. Il apparaît que le profil de Rouse (1937) décrit mieux la tendance générale. La large dispersion des résultats expérimentaux indiquent cependant qu'une simple constante peut suffire à décrire le coefficient.

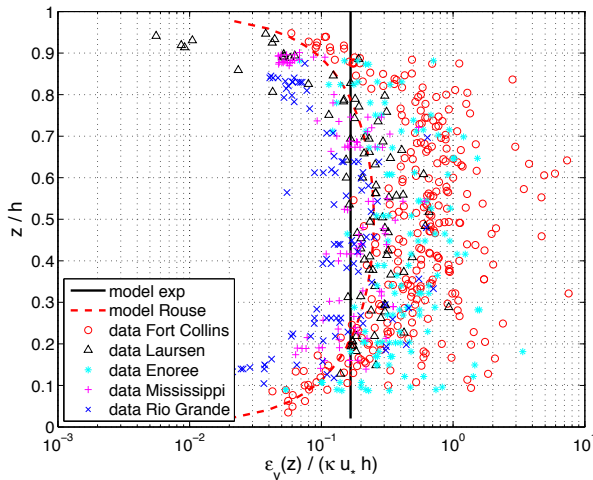


Figure 5.2. Comparaison entre les modèles théoriques de profil vertical du coefficient de diffusion turbulente et quelques données expérimentales de laboratoire (Fort Collins, Laursen) et de terrains (rivières USA: Enoree, Mississippi et Rio Grande).

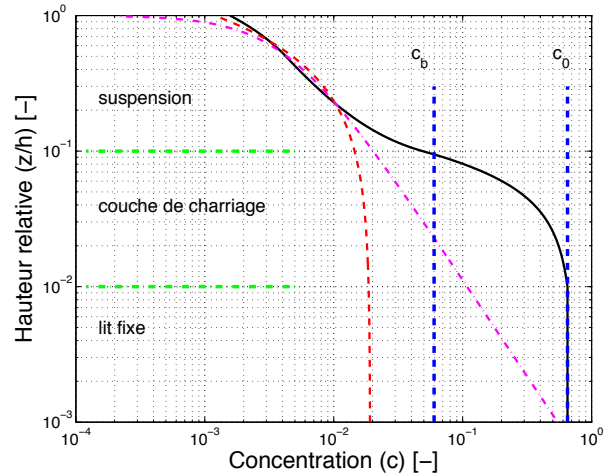


Figure 5.3. Profils théoriques de concentration sur la verticale (trait noir plein: profil de concentration « réel », trait magenta mixte: profil de Rouse, trait rouge tireté: profil exponentiel).

5.1.3 Concentration de référence

Un intérêt de la loi exponentielle est qu'il n'y a pas de hauteur de référence à prendre en compte. En revanche, les valeurs de c_R et c_a ne sont pas comparables ($c_R \ll c_a$). Comme indiqué sur la Figure 5.3, il est extrêmement difficile de faire correspondre un modèle théorique avec les données expérimentales proche du fond. En effet, il existe une continuité de la concentration entre la suspension proche du fond, la couche de charriage et le lit non mobile (où $c = c_{max} = 1 - p \approx 0,65$, p : porosité du lit). Dohmen-Janssen et Hanes (2002) ont proposé une limite de concentration pour la couche de charriage: $c_b \approx 0,08$. Les lois de profil vertical de concentration ne sont plus valables proches de la couche de charriage pour des concentrations supérieures à $c \approx 0,01$ (soit $C \approx 25$ g/l, Fig. 5.3).

5.1.4 Formulations semi-empiriques du transport solide par suspension

La plupart des formules de transport par suspension se basent sur une estimation d'une concentration de référence au fond souvent proportionnelle aux flux charriés (avec l'hypothèse que $q_{sb} = c_{sb}U_{sb}$ où $c_{sb} \approx c_a$ est la concentration de la couche charriée et U_{sb} la vitesse de la couche charriée) et une résolution plus ou moins simple de l'intégration sur la verticale (Einstein et Chien, 1954). Elles ont été calibrées essentiellement sur des données avec du sable; on parle ici de suspension graduée.

Si possible, pour l'estimation du transport solide en suspension et l'application des formules présentées ici, il est préférable d'utiliser des paramètres hydrauliques locaux (Équation 5.1 et 5.2). Il est cependant possible d'utiliser les paramètres hydrauliques moyennés sur la section en considérant pour largeur active la largeur du cours d'eau mais il faut bien avoir en tête que l'application des formules de transport avec la contrainte moyenne sur une section implique une sous-estimation du transport solide par rapport à l'application en local et l'intégration sur la largeur (Camenen *et al.*, 2011).

5.1.4.1 Formule de Bijker (1967)

Bijker (1967) a relié le flux en suspension au flux charrié en considérant ce dernier comme une concentration de référence au fond. Le débit solide en suspension est alors calculé en utilisant les intégrales d'Einstein et Chien (1954):

$$q_{ss, Bijker67} = 1,83q_{sb} [I_1 \ln(33h\delta_{sb*}) + I_2] \quad (5.8)$$

avec q_{sb} le flux solide charrié estimé selon une formule basée sur les travaux de Frijlink (1952):

$$q_{sb, Bijker67} = 2d_{50}u_* \exp\left(-\frac{0,27}{\theta}\right) \quad (5.9)$$

où q_{ss} (en $m^3/s/m$) le flux volumique en suspension graduée par unité de largeur. Selon Bijker (1967), la vitesse

de frottement u_* et le paramètre de Shields θ doivent être calculés en tenant compte des formes de fond (voir paragraphe 3.3.2.2 page 60). Par rapport à une contrainte calculée à partir d'un coefficient de frottement de peau, il a proposé d'utiliser le coefficient multiplicateur $\mu_c = (C_{d, forme}/C_{d, grain})^{3/2}$ (Équation 3.41 de la contrainte efficace). $\delta_{sb*} = 100d_{50}/h$ est l'épaisseur adimensionalisée de la couche charriée et les intégrales d'Einstein et Chien (1954) sont données par :

$$I_1 = \int_{\delta_{sb*}}^1 \left(\frac{1-y}{y} \right)^{P_R} dy \quad (5.10)$$

$$I_2 = \int_{\delta_{sb*}}^1 \left(\frac{1-y}{y} \right)^{P_R} \ln y dy \quad (5.11)$$

avec $P_R = W_s/(\kappa u_*)$ le paramètre de Rouse. Les intégrales d'Einstein et Chien (1954) ne peuvent pas être résolues analytiquement et nécessitent donc un calcul approché.

5.1.4.2 Formule de Bailard (1981)

La formule de Bailard (1981) se base directement sur les travaux de Bagnold (1980). Il propose ainsi la formule de transport solide par suspension :

$$q_{ss, Bail81} = 0,025 \frac{C_d}{W_s(s-1)g} U^4 \quad (5.12)$$

avec C_d le coefficient de frottement adimensionnel donné par l'Équation 3.9 et W_s la vitesse de chute des sédiments (paragraphe 2.5.5 page 42).

5.1.4.3 Formule de Van Rijn (1984)

La formule de Van Rijn (1984b) correspond à la résolution simplifiée de l'équation 5.2 page 88 :

$$q_{ss, VR84} = f_{cs} U h c_a \quad (5.13)$$

avec f_{cs} un coefficient lié au profil de concentration et c_a la concentration de référence à l'altitude $z = z_a$ donnés par les équations suivantes :

$$c_a = \frac{0,015 d_{50}}{d_*^{0,3} z_a} \left(\frac{\theta}{\theta_{cr}} - 1 \right)^{1,5} \quad (5.14)$$

$$f_{cs} = \frac{(z_a/h)^{z_c} - (z_a/h)^{1,2}}{(1 - z_a/h)^{z_c} (1,2 - z_c)} \quad (5.15)$$

$$z_c = \frac{W_s}{\kappa \beta_s u_*} + 2,5 \left(\frac{W_s}{u_*} \right)^{0,8} \left(\frac{c_a}{c_{max}} \right)^{0,4} \quad (5.16)$$

avec $z_a = \min(k_s, h/5)$ le niveau de référence au fond, $c_{max} = 0,65$ est la concentration maximum du lit, et $\beta_s = \min[1,5, 1 + 2(W_s/u_*)^2]$ un coefficient équivalent au nombre de Schmidt.

Van Rijn (2007) a proposé une nouvelle version simplifiée de sa formule de transport en suspension :

$$q_{ss, VR07} = 0,015 U d_{50} M_e^2 d_*^{-0,6} \quad (5.17)$$

avec $M_e = (U - U_{cr})/\sqrt{(s-1)gd_{50}}$ et :

$$U_{cr} = \begin{cases} 0,19 d_{50}^{0,1} \ln \left(\frac{12h}{3d_{84}} \right) & \text{si } d_{50} \leq 5 \times 10^{-4} \\ 8,5 d_{50}^{0,6} \ln \left(\frac{12h}{3d_{84}} \right) & \text{si } d_{50} > 5 \times 10^{-4} \end{cases} \quad (5.18)$$

5.1.4.4 Formule de Camenen et Larson (2008)

De la même manière que pour l'estimation du charriage, il existe de nombreuses formules semi-empiriques pour l'estimation d'une suspension graduée de sable. En supposant un profil de concentration en sédiments de forme exponentielle et faisant l'hypothèse d'une vitesse constante sur la verticale, Camenen et Larson (2008) ont proposé :

$$q_{ss,CL08} = U c_R \frac{\epsilon}{W_s} \left[1 - \exp\left(-\frac{W_s h}{\epsilon}\right) \right] \quad (5.19)$$

avec c_R la concentration de référence au fond et ϵ le coefficient de diffusion verticale (supposé constant sur la verticale, hypothèse liée au profil exponentiel) et W_s la vitesse de chute du sédiment. Le coefficient de diffusion verticale est obtenu par l'équation :

$$\epsilon = \frac{\sigma_S}{6} \kappa u_* h \quad (5.20)$$

où σ_S est le nombre de Schmidt ($\sigma_S \approx 1$ en première approximation), $\kappa = 0,41$ la constante de von Kármán, et $u_* = \sqrt{\tau/\rho}$ la vitesse de frottement. Camenen et Larson (2008) ont proposé une équation pour σ_S principalement calée sur des données de laboratoire :

$$\sigma_S = \begin{cases} 0,4 + 3,5 \sin^2\left(\frac{\pi W_s}{2 u_*}\right) & \text{si } \frac{W_s}{u_*} \leq 1 \\ 1 + 2,9 \sin^2\left(\frac{\pi u_*}{2 W_s}\right) & \text{si } \frac{W_s}{u_*} > 1 \end{cases} \quad (5.21)$$

L'estimation de la concentration de référence est supposée directement liée au flux solide au fond (en se basant sur la formule de Camenen et Larson [2005]) :

$$c_R = 1,5 \times 10^{-3} \exp(-0,2d_*) \theta \exp\left(-4,5 \frac{\theta}{\theta_{cr}}\right) \quad (5.22)$$

avec $d_* = [(s-1)g/\nu^2]^{1/3}d$ le diamètre sédimentologique, $s = 2,65$ la densité du sédiment, $\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ la viscosité cinématique de l'eau (à 20°C), et d le diamètre des particules. La concentration au fond est le terme qui induit le plus d'incertitude pour le calcul du flux en suspension graduée, tout en étant très sensible au diamètre d . Il est donc important de bien estimer la taille des sédiments en suspension, qui est *a priori* différente de celle des sédiments charriés.

L'hypothèse d'une vitesse constante sur la verticale peut sembler très grossière même si elle induit une erreur relativement faible (Camenen et Larson, 2008). Il est possible de revenir à l'équation 5.2, et ainsi de l'intégrer numériquement :

$$q_{ss} = \int_0^h c u dz = \int_0^h \frac{u_* c_R}{\kappa} \log\left(\frac{z}{z_0}\right) \exp\left(\frac{W_s}{\epsilon} z\right) dz \quad (5.23)$$

où $z_0 = k_s/30$ la longueur de rugosité.

5.1.4.5 Comparaison des formules de transport de la suspension graduée

La Figure 5.4 présente une analyse de sensibilité des différentes formules de suspension graduée. De façon encore plus flagrante que pour les formules de charriage (Fig. 4.1 et 4.2 pages 65 et 69), une très grande dispersion sur les résultats obtenus avec ces différentes formules peut être observée sur 2 à 3 ordres de grandeur. Cela est d'autant plus vrai pour les sables grossiers où peu de données existent pour valider les formules (Fig. 5.4b). Il est à noter que pour $d_{50} = 1 \text{ mm}$, $P_R = 1$ (suspension très forte) est obtenu pour $\theta/\theta_{cr} \approx 150$ alors que cette valeur descend à $\theta/\theta_{cr} \approx 10$ pour $d_{50} = 0,15 \text{ mm}$. La formule de Camenen et Larson (2008) donne des flux très faibles comparés à celles de Engelund et Hansen (1967) ou Ackers et White (1973). Les formules de Camenen et Larson (2008) et Engelund et Hansen (1967) sont particulièrement sensibles au diamètre du sédiment. Toutes les formules sont aussi sensibles à la hauteur d'eau et donc à la pente de l'écoulement.

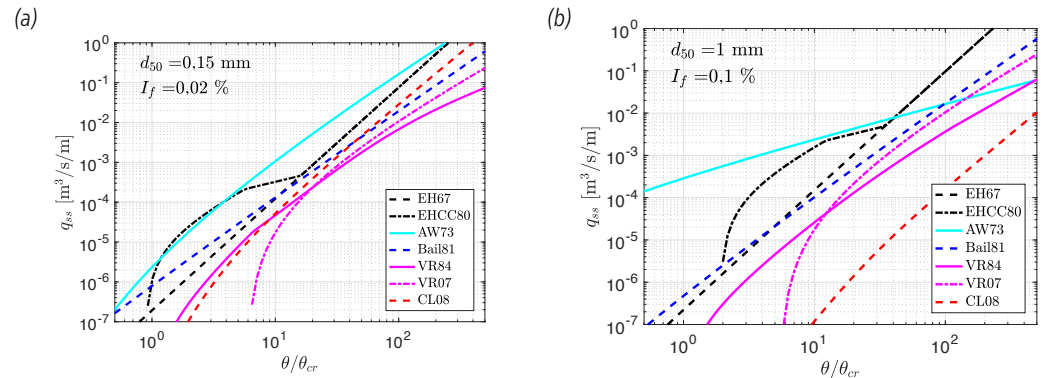


Figure 5.4. Test de sensibilité sur les formules de transport par suspension fonction de la contrainte de cisaillement locale avec (a) $d_{50} = 0,15$ mm et $I_f = 0,02$ % ou (b) $d_{50} = 1$ mm et $I_f = 0,1$ %.

5.1.5 Formulations semi-empiriques du transport total

Les formulations suivantes ont été introduites et calées pour estimer le transport solide total, soit incluant charriage et suspension.

5.1.5.1 Formule d'Engelund et Hansen (1967)

La formule d'Engelund et Hansen (1967) est utilisée pour les rivières sableuses en tenant compte des éventuelles formes de fond :

$$q_{ss,EH67} = 0,05 \sqrt{\frac{s-1}{g}} K_s^2 h^{1/3} d_{50}^{3/2} \theta_{EH}^{5/2} \quad (5.24)$$

avec θ_{EH} le paramètre de Shields total, c'est-à-dire incluant les effets des formes de fond sur la contrainte. Il est à noter que cette formule n'inclut pas de seuil de mise en mouvement et surestime largement le transport solide pour les faibles contraintes. Chollet et Cunge (1980) ont ainsi modifié l'équation en proposant différentes valeurs pour θ_{EH} selon le régime d'écoulement :

$$\theta_{EH} = \begin{cases} 0 & \text{si } \theta \leq 0,06 \\ 2,5(\theta - 0,06)^{0,5} & \text{si } 0,06 < \theta \leq 0,384 \\ 1,065\theta^{0,176} & \text{si } 0,384 < \theta \leq 1,08 \\ \theta & \text{si } \theta > 1,08 \end{cases} \quad (5.25)$$

5.1.5.2 Formule d'Ackers et White (1973)

Ackers et White (1973) ont proposé une formule de transport solide total adaptée pour les rivières de plaine sableuses:

$$q_{ss,AW73} = B_{AW} \frac{U d_{35}}{C_d^{n/2}} \left(\frac{F_{AW} - A_{AW}}{A_{AW}} \right)^m \quad (5.26)$$

avec la fonction F_{AW} donnée par:

$$F_{gr} = \frac{u_*^n}{\sqrt{(s-1)gd_{35}}} \left(\frac{U}{2,46 \log(10h/d_{35})} \right)^{1-n} \quad (5.27)$$

et les coefficients A_{AW} , B_{AW} , m et n présentés dans le tableau 5.2.

Tableau 5.2 Valeur des coefficients de frottement dans l'équation de Ackers et White (coefficients revus en 1990 selon Soulsby [1997, p. 175])

Coefficient	$1 < d_* \leq 60$	$d_* \leq 60$
A_{AW}	$0,23 d_*^{-1/2} + 0,14$	0,17
B_{AW}	$\exp[2,79 \ln d_* - 0,426(\ln d_*)^2 - 7,97]$	0,025
m	$6,83 d_*^{-1} + 1,67$	1,78
n	$1 - 0,243 \ln d_*$	0

5.1.6 Suspension de lessivage

5.1.6.1 Limite entre suspension de lessivage et suspension graduée

Comme discuté en introduction (paragraphe 1.1.2 page 9), la suspension de lessivage se définit comme la part de la suspension qui n'est pas en équilibre direct avec les conditions hydrauliques locales et dépend donc des apports amont. De nombreuses études discutent ainsi la provenance de ces sédiments en fonction du possible hystérésis entre la concentration en MES C et le débit Q lors d'un événement hydrologique (Williams, 1989; Evans et Davies, 1998; Misset *et al.*, 2018). Ainsi, un hystérésis dans la relation $C = f(Q)$ dans le sens inverse des aiguilles d'une montre (pic de concentration arrivant après le pic de débit) indique une distance lointaine des sources de sédiments alors qu'un hystérésis dans le sens des aiguilles d'une montre (pic de concentration arrivant avant le pic de débit) indique une distance proche des sources de sédiments. Cette variation selon la distance de la source s'explique simplement du fait que les MES se propagent en moyenne à une vitesse légèrement inférieure à celle de l'écoulement du fait d'une vitesse moyenne effective sans doute inférieure mais aussi du fait de possibles échanges de matière avec le fond. Si les MES se propageaient à la même vitesse que l'eau, la célérité de l'onde de MES serait la même que celle de l'onde de crue, soit $C_{onde} \approx \sqrt{gh}$.

C'est une des difficultés pour distinguer la suspension de lessivage et la suspension graduée. On observe en effet selon les conditions hydrodynamiques des échanges non-négligeables entre le fond et ce que l'on définit par suspension de lessivage. Ainsi, Navratil *et al.* (2010) ont montré que pour une rivière en tresses, la part des stocks dans le lit de la rivière alimentant les flux de MES était du même ordre de grandeur que les apports amont. On pourrait éventuellement définir la suspension de lessivage comme la suspension de matériaux fins ayant une capacité de transport quasi infinie. En effet, comme indiqué dans le paragraphe 5.1.4 page 90, les équations semi-empiriques pour le transport solide en suspension divergent pour des tailles de grain $d < 0,1$ mm. La limite entre suspension de lessivage et suspension graduée se fait ainsi en fonction de la taille des sédiments, soit pour un diamètre $d \approx 67 \mu\text{m}$ correspondant à la valeur usuelle aussi utilisée pour distinguer les sédiments cohésifs des sédiments non-cohésifs. Il est bien évident que cette distinction est arbitraire puisque la suspension graduée est gouvernée par le nombre de Rouse P_R qui est aussi fonction des contraintes hydrauliques.

5.1.6.2 Modélisation de la suspension de lessivage

Il n'est pas possible de modéliser de façon précise la suspension de lessivage en fonction des contraintes hydrauliques locales. En effet, comme discuté précédemment, la capacité de transport des sédiments fins constituant la suspension de lessivage est proche de l'infini. Les concentrations en MES en un point donné sont principalement fonction des apports amont. Ces apports viennent des stocks disponibles dans la rivière (remise en suspension de dépôts et/ou remobilisation de sédiments dans le lit suite à la mobilisation de la couche d'armurage) et des apports du bassin versant suite à différents événements hydrologiques (pluie, orage, fonte des neiges, lave torrentielle, etc.). La modélisation des flux de MES à un temps donné, en un point donné ne peut donc se faire qu'à partir d'une mesure des apports et une évaluation des érosions et dépôts (voir paragraphe 6.3.5.2 sur la modélisation numérique page 121):

$$Q_{ss}(x,t) = Q_{ss}(x - \Delta x,t) + Q_{ss,lat} + (E - D) \quad (5.28)$$

où Q_{ss} est le débit solide en suspension, $Q_{ss, lat}$ les apports latéraux, E le taux d'érosion et D le taux de dépôt sur le tronçon entre $x - \Delta x$ et x .

À plus large échelle temporelle et spatiale, il est cependant possible d'exprimer les apports d'un bassin versant donné en fonction du débit, de nombreux auteurs ont ainsi tenté de trouver des relations empiriques entre la concentration en MES C et le débit liquide Q (Asselman, 2000; Andermann *et al.*, 2012; Meybeck et Moatar, 2012; Crave, 2017):

$$C(t) = \sum_{i=1}^n a_i (Q(t) - Q_{cr})^{b_i} \times S_{t,i}(t) \quad (5.29)$$

avec a_i , b_i , des coefficient, Q_{cr} un débit critique pour lequel la concentration devient nulle, i l'indice d'une source sédimentaire parmi n , et $S_{t,i}$ une fonction de vidange et de recharge dans le temps. L'équation 5.29 peut permettre une reproduction assez fidèle d'un événement connaissant l'impact des débits de base sur la concentration (Eckhardt, 2005) et les apports pendant cet événement mais cela reste un calage assez difficile (Andermann *et al.*, 2012). En général, l'équation 5.29 est utilisée sous sa forme simplifiée pour estimer des débits solides en suspension moyens, soit principalement pour faire des bilans annuels:

$$Q_{ss}(t) = Q(t) \times C(t) = aQ(t)^{b+1} \quad (5.30)$$

5.2 Mesure de la suspension graduée

Du fait de la variabilité des concentrations en sables et vitesses d'écoulement sur une section d'un cours d'eau, l'estimation du transport solide en suspension nécessite donc une exploration des flux (ou des concentrations et vitesses) sur l'ensemble de la section, soit sur plusieurs verticales et sur plusieurs points sur la colonne pour chacune de ces verticales.

Il existe plusieurs types d'appareil de mesure du transport solide en suspension:

- les échantillonneurs par capture instantanée d'un volume liquide (bouteille Niskin) sont utilisés pour prélever un volume d'eau permettant une mesure de concentration et de granulométrie. Combiné à une mesure de vitesse du fluide, ils permettent une mesure de flux ponctuelle;
- les préleveurs par pompage d'un volume liquide (Nile-Delft) permettent d'échantillonner une suspension totale avec des quantités fonction de la durée de pompage;
- les préleveurs iso-cinétiques d'échantillon (US-P-72 et dérivés) permettent une mesure directe d'un échantillon liquide. Ces préleveurs sont conçus afin que la vitesse d'entrée dans le préleveur soit la même que celle de l'écoulement. Ils peuvent être utilisés soit pour une mesure ponctuelle (intégration temporelle), soit en intégrant le flux sur la verticale de mesure (intégration spatiale). Ces échantillonneurs sont plus adaptés à la mesure de la suspension totale;
- les préleveurs iso-cinétiques de flux (bouteille de Delft) permettent une mesure directe du flux en suspension. Ces échantillonneurs sont plus adaptés à la mesure de la suspension sableuse.

5.2.1 Prélèvements de concentration

5.2.1.1 Prélèvement par flaconnage (de surface)

Il est fortement déconseillé de faire des prélèvements avec un seau depuis un pont (ou une berge). Il y a en effet un risque très fort de biaiser la mesure lors du sous-échantillonnage du seau au flacon car il est très difficile d'y maintenir une suspension homogène. S'il n'y a pas d'autre possibilité, il est conseillé d'utiliser un petit récipient ouvert (coupelle, cruche, fond de bouteille plastique, etc.), d'homogénéiser le contenu avec ce récipient en faisant une agitation en huit aléatoires, et de remplir ensuite le flacon avec ce récipient (ne pas laisser de dépôt, ni centrifuger les grossières).

Autant que possible, il est conseillé d'utiliser un dispositif de prélèvement comme présenté Figure 5.5. Le flacon y est inséré à l'intérieur et bloqué par une goupille; il suffit ensuite de lancer l'ensemble depuis un pont (ou la berge) pour remplir directement l'échantillon sans faire de sous-échantillonnage. Un tel préleveur ne coûte qu'une centaine d'euros mais ne permet que des prélèvements de surface. Pour les plus petits cours d'eau, une canne de prélèvement permet de déporter le flacon aisément pour échantillonner la surface de l'écoulement.



Figure 5.5. Dispositif de prélèvement avec flacon.

5.2.1.2 Bouteille de Niskin, van Dorn ou Watertrap

La bouteille Niskin, aussi nommée bouteille Van Dorn ou Watertrap, consiste simplement en un tube de préférence d'axe horizontal avec deux bouchons pouvant se refermer hermétiquement et instantanément à l'aide d'un messenger que l'on fait glisser le long de la corde soutenant le matériel (Fig. 5.6). Ce système permet ainsi d'échantillonner un volume d'eau et de sédiment à une profondeur donnée. À partir de ce volume, il est possible d'estimer en laboratoire la concentration (avec la méthode de filtration par exemple) et la granulométrie (à l'aide de tamis ou d'un granulomètre laser).

Une première difficulté liée à la bouteille Niskin est de correctement estimer la profondeur de mesure. Il est bien sûr possible (et très fortement recommandé) de mettre un capteur de pression sur le système afin d'obtenir cette profondeur *a posteriori*. Cependant, une méthode existe pour réaliser des mesures à profondeur voulue (Fig. 5.7). Cette mesure ne peut se faire correctement qu'à partir d'une embarcation motorisée, soit sur un cours d'eau navigable.

Avant de laisser descendre le préleveur dans la colonne d'eau, il faut mettre le moteur du bateau au point mort et se laisser dériver.

Ensuite, après avoir mesuré la longueur de corde correspondant à la profondeur de mesure voulue (de la surface de l'eau au centre de la bouteille), la bouteille est mise à l'eau lorsque la vitesse du bateau est équivalente à la vitesse du courant, de préférence à l'amont du bateau.

Lorsque la corde devient tendue et verticale, il faut lancer le messenger afin de fermer la bouteille (procédure en Fig. 5.7a).

Si le bateau a une vitesse relative par rapport à la surface du cours d'eau différente de zéro (ou si l'on tente de faire une mesure depuis un pont), un angle α plus ou moins important entre la corde et la verticale va apparaître, biaisant fortement le choix de la profondeur (Fig. 5.7b) et rendant très difficile la fermeture de la bouteille à l'aide du messenger.

Une deuxième difficulté liée à la bouteille Niskin est la représentativité de l'échantillon récupéré. L'objectif étant ici d'estimer la concentration en sédiments sableux, il est d'autant plus important d'avoir un gros volume de prélèvement (soit une bouteille Niskin de plusieurs litres idéalement) et surtout de bien récupérer les particules sableuses sans biais. Une procédure de sous-échantillonnage est donc proposée (équipe de l'ORE Hybam):

- verser le contenu de l'échantillonneur (Niskin ou équivalent) dans un récipient propre (seau); rincer l'échantillonneur avec de l'eau prise en surface du seau afin de récupérer toutes les particules grossières;



Figure 5.6. Bouteille Niskin.

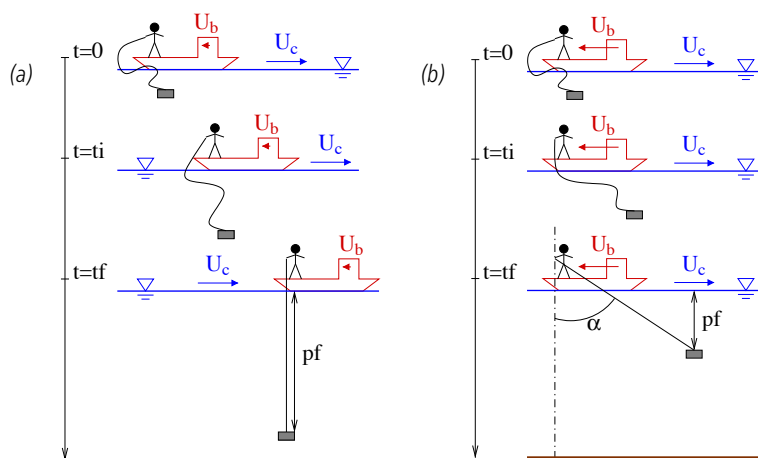


Figure 5.7. Protocole de prélèvement avec une bouteille Niskin (a : correct; b : incorrect).

- homogénéiser le mélange dans le seau (agitation en huit aléatoires) à l'aide d'un récipient ouvert (coupelle, cruche...) qui servira lui-même à faire le sous-prélèvement (ne pas laisser de dépôt, ni centrifuger les grossières);
- verser le contenu dans le flacon (ou récipient de mesure) pour poste à filtration (éprouvette graduée ou fiole jaugée) ou granulométrie en minimisant le dépôt de sable dans la coupelle/cruche; dans le cas d'une filtration : rincer la coupelle dans le poste à filtration pour reprendre les sables déposés sur la coupelle.

Une bouteille Niskin (ou Van Dorn) coûte de 500 à 1 000 € selon la taille.

5.2.1.3 Prélèvement par pompage

L'échantillonneur Nile-Delft a été conçu par Delft Hydraulics pour la mesure du transport sableux sur le Nil (van Rijn et Gaweesh, 1992). Il consiste en un préleveur par charriage (d'ouverture 9.6 cm) associé à 7 embouts (de diamètre 3 mm) permettant la mesure de la suspension à 7 hauteurs différentes (Fig. 5.8). La mesure de suspension est opérée par un système de pompes. Il apparaît cependant que la mesure de la suspension avec cet échantillonneur n'a pas été totalement validée.

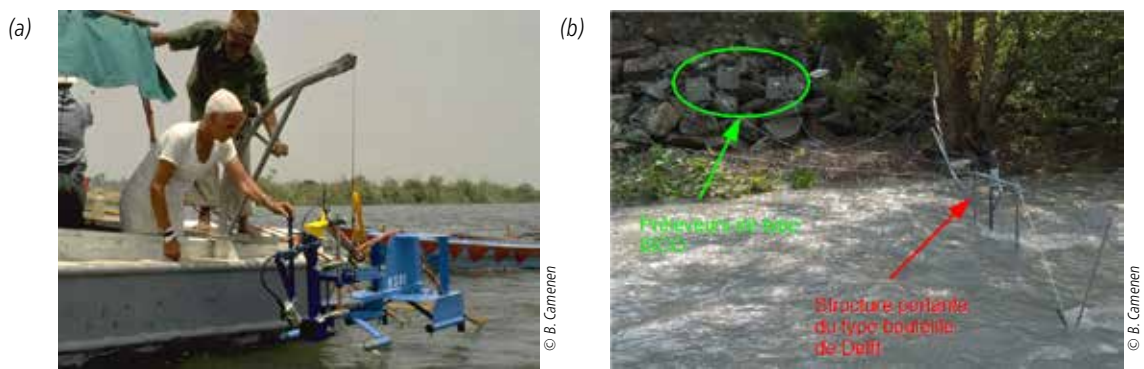


Figure 5.8. Prélèvement Nile-Delft (a) et structure de prélèvement par pompage à différents niveaux utilisée à INRAE Lyon (b).

L'institut fédéral allemand de recherche et ingénierie des eaux (BAW) réalise des mesures de suspension de sable sur le Rhin depuis les années 70 en utilisant un système de pompage sur une structure permettant une mesure simultanée sur quatre profondeurs (Weichert *et al.*, 2010). Camenen *et al.* (2018b) ont utilisé une structure similaire à celle de la bouteille de Delft afin de réaliser des pompages à différentes cotes au-dessus du fond d'un chenal secondaire de l'Arc en utilisant des préleveurs automatiques de type Isco (Fig. 5.8b). Si ces mesures donnent des résultats réalistes intéressants, il est encore nécessaire de pouvoir évaluer le potentiel biais lié au pompage (prélèvement non nécessairement iso-cinétique) et à la longueur de tuyau (effet de tri potentiel lié à la variabilité de vitesse de chute selon les particules).

Les préleveurs automatiques de type Isco sont couramment utilisés pour la mesure de la suspension de lessivage avec l'hypothèse d'une concentration et granulométrie homogène sur la section (Fig. 5.15 page 104). Le prélèvement se fait alors en berge à une profondeur proche de la surface.

5.2.2 Préleveurs iso-cinétiques

À la différence des préleveurs présentés précédemment, les préleveurs iso-cinétiques permettent d'échantillonner en limitant les risques de biais liés à l'intrusion du préleveur. En effet, ces préleveurs sont conçus pour que la vitesse d'entrée dans le préleveur soit la même que celle de l'écoulement qui l'entoure. De plus, ils peuvent permettre d'estimer directement le flux si l'on connaît le temps de remplissage de l'échantillon.

5.2.2.1 Échantillonneurs FISP

L'USGS a conçu et testé plusieurs échantillonneurs permettant la mesure ponctuelle (ou par intégration) du transport solide en suspension : http://water.usgs.gov/fisp/catalog_index.html

Ces préleveurs (US-P61 et dérivés, remplacés aujourd'hui par le préleveur US-P6) sont dotés d'un système iso-cinétique comme la bouteille de Delft, et pour certains d'une fermeture automatisée permettant de réaliser

un échantillon à une profondeur donnée. S'ils ne sont pas adaptés pour une mesure proche du fond (pas de structure porteuse) et souvent limités à des échantillons de petit volume (0,5 à 1,5 litre), ils ont l'avantage d'être plus solides et robustes (Fig. 5.9).

Ces échantillonneurs ont un coût correspondant généralement à plusieurs milliers d'euros.

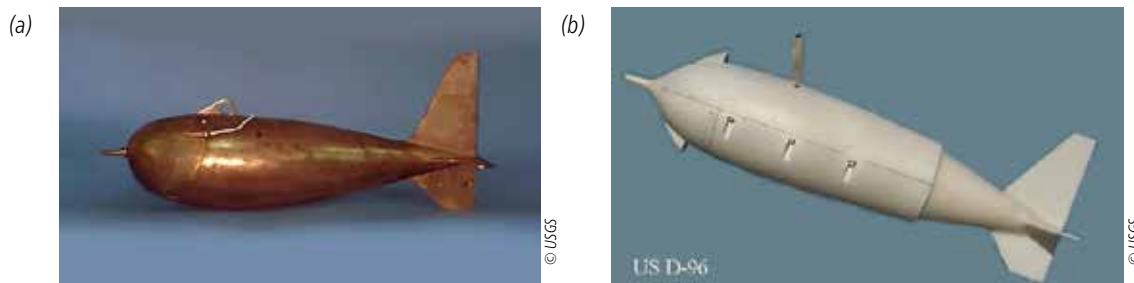


Figure 5.9. Exemples de préleveurs proposés par l'USGS pour une mesure ponctuelle, US-P61 (a) ou intégrée, US-D96 (b).

5.2.2.2 Autres échantillonneurs

Un autre préleveur iso-cinétique de conception robuste est le préleveur chinois ANRX-50. Les sédiments sont récoltés dans un sac poreux en caoutchouc permettant d'équilibrer la pression entre l'entrée et la sortie de l'embout (Fig. 5.10a). Ce préleveur a un système d'ouverture pouvant être commandé à distance permettant échantillonnage à une profondeur voulue. Il peut être aussi couplé à un courantomètre. Ce dernier a été utilisé par J.J. Peters sur les rivières Balsas (Mexique) et Padma (Bangladesh).

Aussi, l'OFEV (Office fédéral de l'environnement, Suisse) a conçu un préleveur de suspension iso-cinétique et radiocommandé s'adaptant à un saumon. Ce dernier a été utilisé sur la traîlle des Rippes lors des chasses des barrages du Haut-Rhône français.

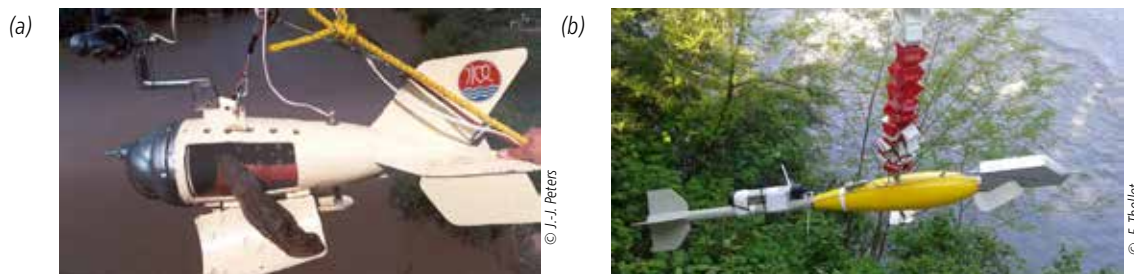


Figure 5.10. Préleveur chinois ANX3-50 (a) et préleveur de suspension de l'OFEV sur la traîlle des Rippes.

5.2.2.3 Prélèvements ponctuels ou par intégration

Les échantillonneurs iso-cinétiques peuvent être utilisés selon deux méthodologies :

- le prélèvement ponctuel, qui permet comme avec une bouteille Niskin, de mesurer la concentration à une profondeur donnée. Dans ce cas, l'échantillonneur nécessite un système d'électrovane permettant une ouverture et fermeture au moment voulu. Il est de plus important de bien estimer à l'avance le temps de remplissage de la bouteille en fonction de la vitesse du courant et du diamètre d'entrée du préleveur; il faut en effet remplir suffisamment le flacon placé à l'intérieur de l'échantillonneur sans qu'il y ait débordement;
- le prélèvement intégré, qui permet de mesurer une concentration moyennée sur la verticale selon le flux. C'est la méthode la plus courante aux États-Unis (Nolan *et al.*, 2005). Elle permet en effet un calcul simple du flux solide total ($Q_{ss} = Q \times C_{moy}$). Elle demande cependant un protocole très rigoureux puisqu'il faut descendre le préleveur au fond puis le remonter à vitesse constante. Cette vitesse doit être préalablement calculée selon la vitesse du courant afin que le temps de prélèvement permette de remplir suffisamment le flacon placé à l'intérieur de l'échantillonneur sans qu'il y ait débordement.

Le choix entre les deux méthodes reste difficile. La première méthode (ponctuelle) demande plus de temps pour explorer l'ensemble d'une section mais permet une meilleure estimation du gradient de sable sur la verticale. La seconde méthode (intégrative) peut être très efficace pour estimer le flux solide total sur une section mais peut induire plus d'incertitude sur la mesure de flux de sable (pas de visualisation du gradient vertical de concentration). Aux États-Unis, la méthode intégrative est souvent privilégiée; alors qu'en Europe, on privilégie plus souvent la méthode ponctuelle.

Ces préleveurs iso-cinétiques sont aussi des préleveurs intégratifs. Pour une mesure ponctuelle, cela induit une intégration dans le temps; un unique échantillon doit donc suffire. Pour une mesure intégrative sur la hauteur d'eau, l'intégration se faisant à la fois spatialement et temporellement, il peut être utile de doubler les échantillons.

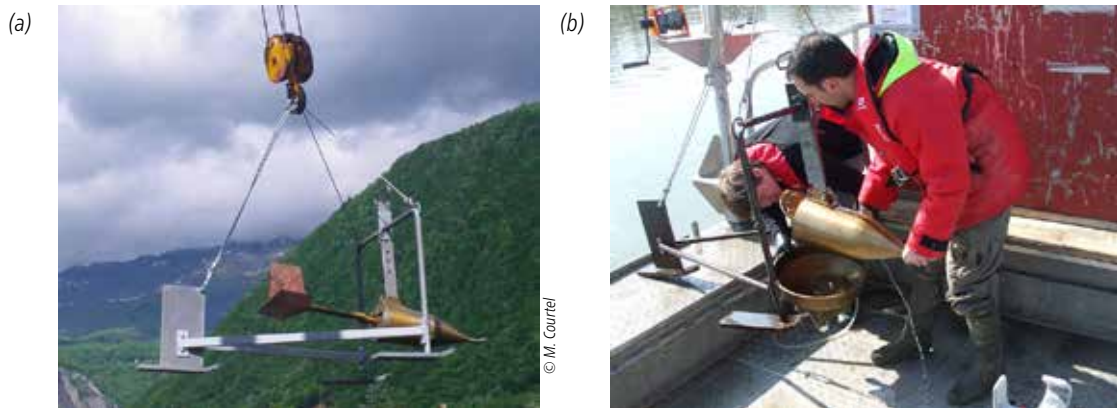
5.2.3 Échantillonneurs de flux : bouteilles de Delft

La bouteille de Delft est un préleveur-décanteur iso-cinétique (Dijkman, 1981). C'est à notre connaissance le seul système existant permettant une mesure du flux de sable. Elle permet d'échantillonner sur toute la colonne d'eau ainsi que proche du fond (à partir de 5 cm du fond) grâce à sa structure de soutien (Fig. 5.11) et ses embouts recourbés. L'embout de diamètre 22,0 mm (3,8 cm²) est à utiliser pour des vitesses inférieures à 1,0 m/s; l'embout de 15,5 mm (1,9 cm²) est préconisé pour des vitesses de 1,0 à 2,5 m/s. Pour les vitesses les plus fortes, Peters (2002) recommande de fermer deux des quatre sorties à l'arrière de la bouteille à l'aide des bouchons mis à disposition. L'intérieur de la bouteille de Delft est constitué de trois chambres (dont une chambre de décantation) autorisant un ralentissement des vitesses et la décantation des sables. Elle ne piège que les sables à partir de 50 µm (chambre de décantation profilée avec un effet venturi) mais permet d'en récupérer une grande quantité, permettant ainsi de limiter les incertitudes de mesure et de réaliser des mesures granulométriques sur l'échantillon prélevé. Ce préleveur est très intéressant mais ne peut être utilisé *a priori* qu'à des concentrations inférieures à 10 mg/L et à des vitesses inférieures à 2,5 m/s (conditions où l'appareil a été testé et validé). Il est de plus d'une conception relativement fragile (embouts en laiton). Il ne peut donc pas être employé en cas d'écoulements très turbulents en particulier avec la structure. Même si la bouteille de Delft mesure directement un flux solide (en kg/s), il peut être utile de mesurer la vitesse du courant à la même profondeur de mesure afin de vérifier si la concentration estimée est cohérente.

La bouteille de Delft permet d'estimer directement le flux de sable en un point de la section :

$$q_{ss,exp,i} = k \frac{M}{\rho_s S_p T_p} \quad (5.31)$$

où $q_{ss,exp,i}$ est le débit solide en suspension exprimé en m³/s/m² mesuré à la hauteur z_i , k le coefficient d'efficacité de la bouteille de Delft, M la masse sèche prélevée (en kg), ρ_s la masse volumique du sédiment, S_p la surface de la section d'entrée du système de prélèvement et T_p le temps de prélèvement.



Dijkman et Milisic (1982) ont effectué des recherches sur la validité des mesures obtenues avec la bouteille de Delft, l'US-P61 (piège à sédiment à clapet développé par l'USGS, Fig. 5.9) et des préleveurs de type pompage filtration (van Rijn, 2006). Ces tests ont été effectués en laboratoire et en Yougoslavie sur le Danube. Les résultats sont résumés par van Rijn (2006). L'efficacité k de la bouteille de Delft (Équation 5.31) varie entre 0,7 et 2,5 selon l'embout utilisé, la vitesse de l'écoulement (k croît avec la vitesse u) et la taille des sédiments en suspension (k décroît avec le diamètre d). La qualité de la mesure est fonction de temps de prélèvement, un prélèvement de 5 minutes minimum est préconisé afin de limiter les erreurs liées au temps de descente et remontée de l'appareil (la bouteille de Delft n'est pas munie d'une fermeture automatisée de l'échantillonnage).

Les mesures de terrain ont indiqué une incertitude de l'ordre de 50 % pour une unique mesure.

La bouteille de Delft doit donc être mise en place différemment selon la profondeur de mesure :

- pour des mesures proches du fond (jusqu'à 50 cm au-dessus du fond), la structure de soutien doit être utilisée et donc posée sur le fond du cours d'eau avec la bouteille de Delft fixée dessus (embouts recourbés); le protocole de mesure est alors similaire à celui des préleveurs de fond (autant que possible, stabiliser l'embarcation pour ne pas déplacer la structure lors du prélèvement);
- pour des mesures sur la colonne d'eau, la bouteille de Delft est utilisée sans structure (avec son aileron); il est alors indispensable de l'associer à un capteur de pression car il est difficile d'estimer la profondeur de mesure. Même si la bouteille est profilée, l'angle α entre le câble et la verticale peut ne pas être négligeable (Fig. 5.7b page 96).

Une difficulté de l'utilisation de la bouteille de Delft est la récupération des sédiments déposés dans la chambre de décantation. Nous proposons pour cela de refermer des ouvertures aval du système à l'aide des bouchons fournis avec la bouteille, d'utiliser un pulvérisateur pour nettoyer la bouteille, d'agiter la bouteille pour faire circuler l'eau dans la chambre, puis de la vidanger et récolter les sédiments à l'aide d'un tamis à 50 μm . Il ne faut pas hésiter à répéter l'opération plusieurs fois (au minimum 3 à 4 fois) tant que l'on récupère une quantité non négligeable de sédiments. La bouteille de Delft est utilisée par les équipes de INRAE Lyon (B. Camenen) sur l'Arc, le Rhône et le Mékong (en collaboration avec la CNR et le Cerege) et de l'université de Tours (S. Rodrigues) sur la Loire.

Une bouteille de Delft complète avec sa structure porteuse coûte environ 15 k€.

5.2.4 Analyse des échantillons en suspension : problème de sous-échantillonnage

Dramais *et al.* (2018) a montré les limites du sous-échantillonnage des prélèvements de rivières en présence de particules grossières. La méthode de la norme américaine ASTM (2007) a été utilisée dans cette étude comme référence car elle permet de prendre en compte la totalité des particules les plus grosses. Elle a l'inconvénient d'être plus coûteuse en temps mais est mieux adaptée à l'analyse des eaux de rivière en présence de sable ($d > 63 \mu\text{m}$). La méthode de sous-échantillonnage par déversement rapide du prélèvement (Norme NF EN 872) est clairement mise en défaut lors de la présence de sable avec des erreurs supérieures à 50 % pour des échantillons où l'on trouve des concentrations en sables supérieures à 1 g/l. Les variantes de méthodes de sous-échantillonnage par pipetage, agitation magnétique et méthode « agitation-prélèvement » ne réduisent pas significativement les erreurs, qui restent importantes et très variables. Ces méthodes peuvent même entraîner une sur-représentation du sable et donc une surestimation des concentrations faibles si la majorité des quelques grains présents sont capturés dans le sous-échantillon.

Si l'étude se concentre sur les sables en suspension ou si les échantillons sont susceptibles d'en contenir, il est donc fortement conseillé d'utiliser la méthode de la norme américaine ASTM (2007) qui consiste pour un échantillon de volume V_a à :

- faire un tamisage humide à 63 μm en conservant le passant (en rajoutant un volume V_b d'eau distillée pour rincer le tamis);
- sécher le refus et mesurer sa masse et donc sa concentration connaissant le volume de l'échantillon initial (V_a);
- mesurer la granulométrie de l'échantillon sableux avec une colonne à tamis ou un granulomètre laser;
- mesurer la concentration du passant à partir de la méthode; classique (ISO 11657, 2014) en prenant en compte le volume total $V_a + V_b$;
- mesurer la granulométrie de l'échantillon fins (passant à 63 μm) avec un granulomètre laser.

5.2.5 Méthodologie pour la mesure de la suspension graduée sur une section de cours d'eau

5.2.5.1 Méthodologie générale pour la mesure de la suspension graduée

De la même manière que pour le charriage, la méthodologie pour la mesure de la suspension ainsi que les incertitudes liées aux mesures sont très dépendantes du cours d'eau étudié. Cependant, les incertitudes liées au coefficient d'efficacité de la méthode utilisée sont généralement plus faibles.

Le nombre de verticales pourra être pris identique à celui des mesures de charriage (Fig. 4.9 page 74). Il est à définir selon le temps de mesure pour une verticale et donc la méthodologie utilisée par rapport au temps de mesure total disponible selon la rivière et la variabilité du débit. Il faudra aussi évaluer la largeur active pour chaque verticale réalisée où l'on supposera que le transport solide en suspension est homogène. La largeur active peut être différente (plus large) que celle attribuée au transport solide par charriage si les sédiments en suspension graduée sont plus fins que les sédiments charriés. Ainsi, la mesure du transport solide en suspension sur la section pourra être estimée selon :

$$Q_{ss,exp} \approx \sum_{i=1}^m q_{ss,exp,i} L_{as,i} \quad (5.32)$$

avec m le nombre de verticales de mesure, $q_{ss,exp,i}$ la valeur du transport solide en suspension estimée sur cette verticale selon les équations 5.33, 5.35 ou 5.36, et $L_{as,i}$ la largeur active de la suspension associée à cette verticale.

Une mesure de débit se doit d'être associée à la mesure du transport solide. Il est fondamental de bien mesurer l'évolution du niveau d'eau pendant la mesure afin d'évaluer les variations de débit pendant la mesure du flux solide.

5.2.5.2 Estimation des flux en suspension sur une verticale de mesure

Il existe ainsi trois principales méthodologies pour l'estimation des flux en suspension sur une verticale de mesure :

- mesurer conjointement la concentration volumique ($c = C/\rho_s$) par un prélèvement et la vitesse de l'écoulement à différentes profondeurs, le débit solide par unité de largeur peut ainsi s'écrire :

$$q_{ss,exp} = \int_0^h cvdz \approx \sum_{i=1}^n c_i u_i \Delta z_i \quad (5.33)$$

avec $q_{ss,exp}$ le débit solide volumique en suspension exprimé en $m^3/s/m$, h la hauteur d'eau, $c(z)$ la concentration volumique et u la vitesse horizontale de l'écoulement à la hauteur z au-dessus du fond, n le nombre de mesures sur la verticale, et Δz_i la hauteur représentative d'un point de mesure (par exemple $\Delta z_i = (z_{i+1} - z_i)/2$). Dans le cas d'un nombre insuffisant de points de mesure et pour une extrapolation au fond, il peut être judicieux de caler des profils théoriques de vitesses et concentrations sur les points de mesure ;

- mesurer directement le flux de sédiments en suspension à l'aide d'un préleveur iso-cinétique comme la bouteille de Delft. Dans ce cas, le débit solide par unité de surface s'écrit :

$$q_{ss,exp,i} = k \frac{M}{\rho_s S_p T_p} \quad (5.34)$$

où $q_{ss,exp,i}$ est le débit solide en suspension exprimé en $m^3/s/m^2$ mesuré à la hauteur z_i , k l'efficacité de la méthode de prélèvement, M la masse sèche prélevée (en kg), ρ_s la masse volumique du sédiment, S_p la surface de la section d'entrée du système de prélèvement et T_p le temps de prélèvement. Dans ce second cas, il est possible d'estimer le transport solide en suspension sur une verticale de mesure :

$$q_{ss,exp} \approx \sum_{i=1}^n q_{ss,exp,i} \Delta z_i \quad (5.35)$$

- faire une mesure intégrée du débit solide en suspension sur la verticale permettant d'estimer directement la concentration moyennée selon le flux sur la verticale $c_{moy} = \int_0^h cvdz/U$. Le débit solide par unité de largeur se calcule alors simplement à partir d'une mesure de la vitesse moyenne sur la verticale U :

$$q_{ss,exp} = \int_0^h cvdz = U \times c_{moy} \quad (5.36)$$

5.2.5.3 Stratégie d'échantillonnage pour une méthode ponctuelle

Le nombre d'échantillons par verticale devra être optimisé selon le temps de mesure disponible, la constance de l'écoulement et la profondeur d'eau. Sachant que le transport solide sableux peut être concentré sur la partie basse de la colonne d'eau, on conseille de faire au moins deux mesures près du fond, une à mi-hauteur et une près de la surface. La Figure 5.12 présente un exemple d'application de l'équation 5.33 pour $n = 4$. Pour chacune des verticales, une mesure de la profondeur est évidemment nécessaire mais aussi une mesure de la vitesse du courant au moins pour chaque profondeur de mesure de la suspension. L'utilisation d'un ADCP en position verticale fixe est sans doute la solution actuellement la plus efficace.

5.2.5.4 Stratégie d'échantillonnage pour une intégration sur la verticale

La mesure par intégration a été proposée et utilisée en routine à partir des années 1940 aux États-Unis (Witzigman, 1963). Si cette méthode a l'intérêt de donner rapidement une valeur globale du flux en suspension (sables et limons) sur une verticale, elle demande cependant une méthodologie rigoureuse. En effet, pour éviter tout biais dans la mesure, il faut remplir l'échantillonneur sur la durée correspondant à la descente plus remontée. L'estimation de cette durée D_r (pour une descente et une remontée), et donc de la vitesse de descente/remontée du préleveur, peut se faire *in situ* en remplissant la bouteille en surface mais aussi par un simple calcul à partir de la hauteur h et vitesse moyenne du courant U , de la vitesse de descente et remontée du préleveur W_p , ainsi que l'aire d'ouverture de l'embout du préleveur S_p et son volume V_p :

$$D_r = 2 \frac{h V_p}{S_p} \left(\int_0^h u(z) dz \right)^{-1} \approx \frac{2(m-1)}{(m+1)} \frac{V_p}{U S_p} \quad (5.37)$$

où m est un coefficient empirique dépendant de la rugosité et du coefficient de Reynold pour un profil de vitesse loi puissance ($m = 6$ pour le cas courant en rivière). En prenant l'exemple de l'US D-96, $V_p = 3 \times 10^{-3} \text{ m}^3$ (3L), $S_p = 5 \times 10^{-5} \text{ m}^2$ (diamètre d'ouverture de 8 mm), et une vitesse moyenne du courant de 1 m/s, on obtient ainsi une durée de 86 s. Si la hauteur d'eau est de 10 m, il faut donc une vitesse de descente/remontée du préleveur égale à $W_p = 0,25 \text{ m/s}$.

5.2.6 Méthodes de mesure optiques et acoustiques

Il existe aujourd'hui des technologies permettant une mesure indirecte de la concentration et de la granulométrie. Bien que basées sur des phénomènes physiques différents, les méthodes d'échantillonnage optiques et acoustiques restent similaires au sens macroscopique. Les principes des deux méthodes sont en effet liés à la transmission et la rétro-diffusion d'un signal.

5.2.6.1 Turbidimètres et sondes de mesure ponctuelle de la rétro-diffusion optique (OBS)

Les turbidimètres ou OBS (*Optical Backscatter point Sensor*) sont des appareils optiques permettant de mesurer la concentration en sédiments. Il existe en effet une relation entre l'intensité du signal optique diffusé et la concentration. Ces appareils sont cependant très sensibles à la taille des sédiments. S'ils sont aujourd'hui très utilisés pour la mesure en continu des sédiments fins (suspension de lessivage ou *washload*), ils restent peu utilisés en rivière pour la mesure des concentrations en sable du fait de la sensibilité plus forte aux sédiments fins aussi présents dans la suspension. L'équipe Hybam (Armijos *et al.*, 2017) a utilisé un turbidimètre sur l'Amazonie pour mieux décrire les profils de concentration sur la verticale en supposant deux classes de sédiments de diamètre connu (sables et limons) et en séparant les signaux reçus (propriété additive de la turbidité).

Le coût de ces appareils est de quelques milliers d'euros.

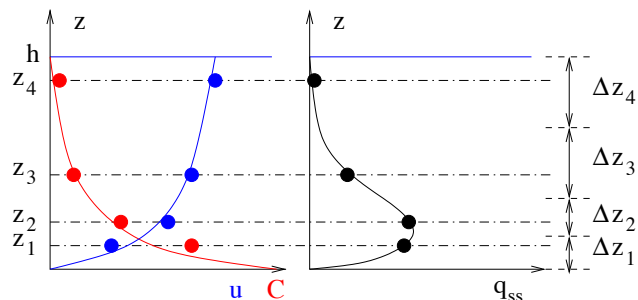


Figure 5.12. Exemple de mesure du transport solide en suspension à quatre points sur la verticale.

5.2.6.2 Sondes de mesure ponctuelle de la diffraction optique par laser (LISST)

Plusieurs instruments *in situ* à diffraction laser ou LISST (*Laser In-Situ Scattering and Transmissometry*) sont aujourd'hui disponibles sur le marché. Principalement produits par l'entreprise Sequoia⁸, ils permettent généralement de mesurer la concentration et/ou la granulométrie d'un échantillon. Ces appareils restent encore fragiles en particulier à cause des sables qui peuvent bloquer la pompe et ne permettent pas la mesure pour des concentrations élevées ($C < 4$ g/l). Le LISST-200X permet la mesure de la concentration et la granulométrie de l'échantillon (voir paragraphe 2.6.1.3 page 45). Le LISST-SL combine le prélèvement iso-cinétique et la mesure directe de la concentration et granulométrie et de la vitesse du courant (Fig. 5.13). Des tests *in situ* ont montré quelques différences entre les deux appareils sans toutefois mettre en avant l'un par rapport à l'autre (Czuba *et al.*, 2015; Haun *et al.*, 2015). Le LISST-SL est *a priori* plus adapté car permettant une mesure iso-cinétique; il est cependant aussi plus fragile.

L'utilisation de tels appareils peut ainsi se faire selon la même méthodologie que les préleveurs de suspension mécaniques (paragraphe 5.2.5 page 101). Le coût de plusieurs dizaines de milliers d'euros reste cependant encore prohibitif.

D'autres instruments acoustiques permettant la mesure ponctuelle sont disponibles sur le marché (*Acoustic Doppler Velocimeter*: ADV, *Acoustic Sand Transport Monitor*: ASTM) mais restent plus adaptés pour la mesure en laboratoire.

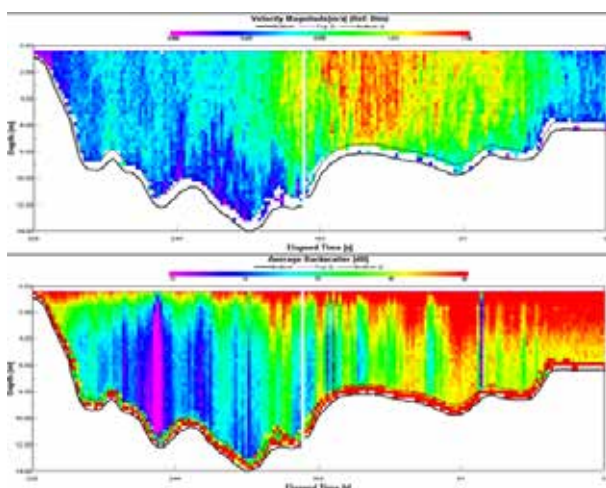


Figure 5.13. Photos du LISST-SL (a) et LISST-200X (b) (Sequoia).

5.2.6.3 Sondes de mesure par profil de rétrodiffusion acoustique (ADV, ABS, ADCP)

Il est aussi possible d'utiliser le résultat d'un jaugeage ADCP (*Acoustic Doppler Current Profiler*) pour estimer les concentrations en sédiments au travers d'une section. En effet, la puissance de rétrodiffusion (*backscatter*) du signal acoustique (en dB) est proportionnelle à la concentration en sédiments en suspension. Cependant, cette propriété est entre autre très sensible à la taille des particules et à la fréquence d'émission de l'appareil (Moore, 2011; Moore *et al.*, 2013). Dans le cas d'une granulométrie étendue de la suspension, il est ainsi très difficile d'estimer théoriquement cette rétro-diffusion. Une méthode usuelle est de caler empiriquement les paramètres acoustiques et sédimentaires à partir de mesures directes par prélèvement (voir Bouteille Niskin, paragraphe 5.2.1.2 page 96). Cette dernière reste cependant assez approximative et ne permet de distinguer que des variations élevées de concentration (confluence Saône/Rhône Fig. 5.14). En supposant une suspension bimodale (limon + sable) avec une concentration en limon supposée homogène dans la section, il devrait être possible de décrire la suspension graduée en sable sans calage empirique.

Figure 5.14. Exemple de mesure de vitesse et rétro-diffusion sur la confluence Saône-Rhône.



Un autre intérêt de la mesure ADCP est que l'on peut obtenir directement les flux transportés car la vitesse de l'écoulement et la concentration peuvent être estimées simultanément sur une grande partie de la section mouillée.

De manière similaire, l'appareil « Aquascat », qui utilise plusieurs fréquences d'émission, permet une mesure des concentrations ponctuelle plus précise que l'ADCP. Par contre, il ne mesure pas les vitesses de l'écoulement.

Les ADCP et Aquascat coûtent approximativement 30k€.

8. <http://www.sequoiasci.com>

5.3 Mesure de la suspension de lessivage

Comme indiqué au paragraphe 5.1.6.2 (page 95), la suspension de lessivage se modélise et se mesure en faisant l'hypothèse que la concentration est homogène sur la section. Le flux solide s'obtient alors très facilement en multipliant la concentration moyenne sur la section de mesure C_m au débit Q :

$$Q_{ss,exp}(t) = Q(t) \times C_m(t) \quad (5.38)$$

Du fait de l'impossibilité de relier de manière correcte le débit solide aux conditions hydro-dynamiques locales, il est nécessaire de mesurer en continu ce débit solide.

5.3.1 Station hydro-sédimentaire

Beaucoup plus utilisée dans le domaine des eaux usées, cette mesure en continu, quand elle est faite en rivière dans une optique de mesure du flux solide, se fait en général à proximité d'une station hydrométrique (Fig. 5.15). La station hydro-sédimentaire correspond ainsi à une station de mesure en continu du débit (via une mesure en continu du niveau d'eau) à laquelle on a associé une mesure de la concentration en continu avec un turbidimètre.

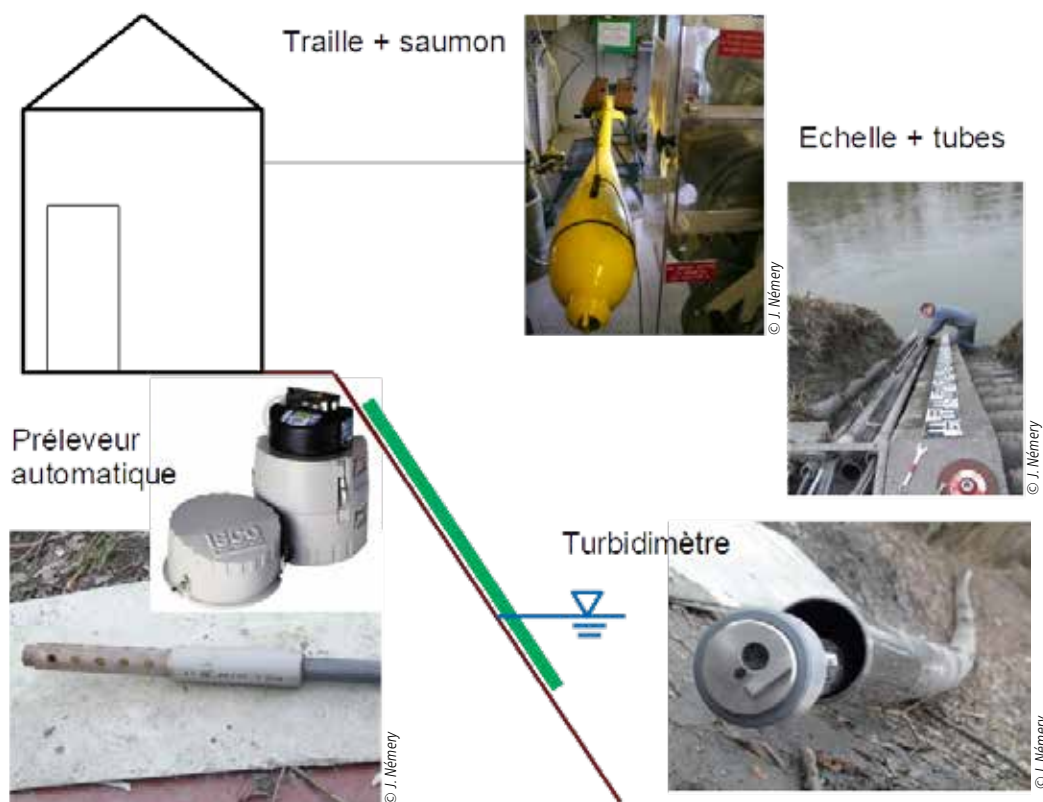


Figure 5.15. Exemple de station hydro-sédimentaire (station Isère-campus à Grenoble).

Aujourd'hui, le principal gestionnaire de stations hydro-sédimentaires en France est EDF avec près de 100 stations. De nombreuses stations sont gérées par d'autres entreprises (CNR, Veolia, etc.) ou des organismes publics (Dreal, Agence de l'eau, syndicats de rivière, ou organismes de recherche comme INRAE).

5.3.1.1 Turbidimètres

Les turbidimètres sont des sondes optiques dont le signal est proportionnel à la concentration (voir paragraphe 5.2.6.1 page 102). Pour la mesure en rivière, WTW et Hach-Lange sont les deux principales marques offrant ce type de matériel. Les sondes mesurent la turbidité selon la norme ISO7027 pour la méthode par mesurage de l'atténuation de la lumière incidente à 90° ($0 < T_u < 4000$ NTU ou $0 < C < 4$ g/l). Un photorécepteur rétrodiffusé permet la mesure de concentration en suspension conformément à la norme DIN 37414 jusqu'à des concentrations de 50 à 150 g/l. Quel que soit le mode utilisé (à adapter selon les concentrations observées dans le cours d'eau étudié), il est fondamental de constituer une courbe de tarage pour une sonde donnée (Fig. 5.16a).

Calage du turbidimètre

En première approximation, on suppose généralement que la relation entre la turbidité et la concentration suit une loi linéaire:

$$T_u = aC \quad (5.39)$$

où T_u est la turbidité exprimée en (g/l). La turbidité est très sensible à de nombreux paramètres, en particulier à la taille des particules (Thollet *et al.*, 2013). On peut en effet rapidement démontrer que la turbidité, qui mesure une concentration surfacique, est proportionnelle à C/d (Fig. 5.16b). D'une manière générale, il est conseillé de faire des mesures sur les principaux événements et de proposer une courbe de tarage spécifique à chacun de ces événements si on les étudie précisément. Une courbe de tarage moyenne peut par contre suffire pour faire des bilans moyens annuels (Fig. 5.16b).

Connaissant les principaux modes sédimentaires d_i et leur proportion respective μ_i (voir paragraphe 5.3.3.2 page 41), il peut être possible d'affiner le calage:

$$T_u = a' \sum_{i=1}^n \frac{\mu_i C_i}{d_i} \quad (5.40)$$

où n est le nombre de modes permettant de décrire la courbe granulométrique des sédiments en suspension, a' une constante à caler, et $C = \sum_{i=1}^n \mu_i C_i$.

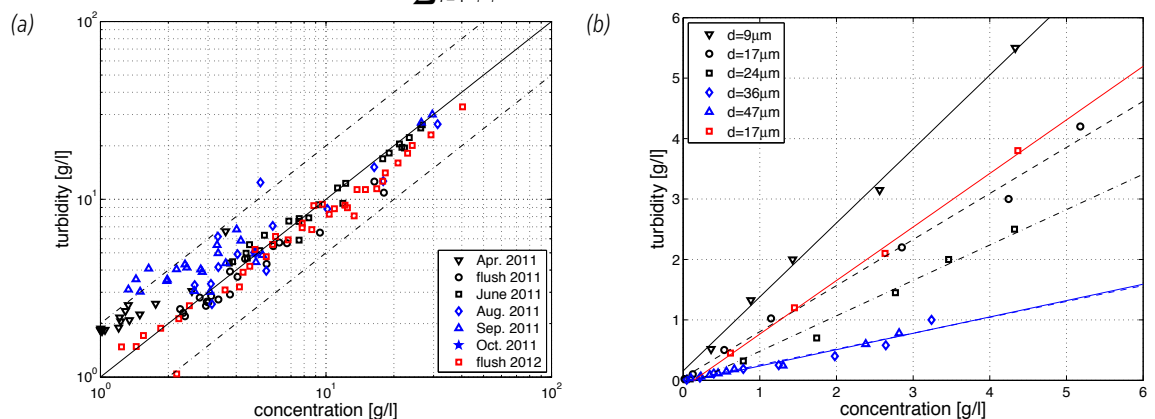


Figure 5.16. Courbe de tarage de la station de turbidité de Pontamafrey sur l'Arc (a) et analyse de sensibilité du turbidimètre à la granulométrie (b) (d'après Thollet *et al.*, 2013).

Prélèvements

Le calage du turbidimètre nécessite donc des mesures par prélèvement. Le plus simple est d'utiliser un préleveur automatique prélevant depuis la berge (Fig. 5.15) et asservi au turbidimètre. Cela permet de le déclencher à partir d'une turbidité minimum afin de suivre les événements les plus concentrés. Il est possible aussi de réaliser des prélèvements manuels (voir paragraphe 5.2.1.1 page 96) depuis un pont ou la berge mais l'agent réalisant la mesure pourra difficilement suivre les événements les plus concentrés, ce qui induira des incertitudes sur la courbe de tarage pour les fortes concentrations (extrapolation).

5.3.2 Recommandations

Homogénéité de la section

Il est important de bien vérifier l'homogénéité en concentration de la section mesurée afin de valider l'hypothèse principale de l'équation 5.38. Pour cela, il est donc nécessaire de réaliser une ou plusieurs campagnes de mesures ponctuelles correspondant à un régime spécifique (fonte, crue, etc.). Pour chacune de ces campagnes, l'exploration des concentrations sur la section de mesure ou une section de mesure proche se fera à partir de la méthode présentée au paragraphe 5.2.5 page 101 en utilisant une méthode ponctuelle. Il est en effet important de vérifier l'homogénéité latérale (possible impact d'une confluence située en amont de la section de mesure) et verticale (possible suspension graduée y compris pour les sédiments les plus fins du fait d'une hydrodynamique faible).

Mesures granulométriques

En lien avec la problématique d'homogénéité et la sensibilité de la turbidité au diamètre des sédiments, il est conseillé de réaliser des mesures granulométriques sur un certain nombre d'échantillons afin de vérifier ou non la constance des proportions de chacun des modes principaux. Plus généralement, il est conseillé de tamiser les échantillons mesurés à $63\ \mu\text{m}$ et de faire le calage du turbidimètre pour les concentrations en sédiments de diamètres inférieur à $63\ \mu\text{m}$. L'étude des sables ($d > 63\ \mu\text{m}$) devrait se faire de manière indépendante, idéalement en se basant sur des formules de capacité.

5.3.3 Intérêt des stations hydro-sédimentaires

5.3.3.1 Suivi d'événements

Un grand intérêt des stations-hydrosédimentaires et tout particulièrement d'un réseau de stations est de permettre le suivi spatio-temporel d'événements significatifs en terme de flux. Par exemple, il a été possible de suivre un événement lié à une lave torrentielle sur l'Arvan (affluent de l'Arc-en-Maurienne) sur plusieurs centaines de kilomètres de l'Arvan jusqu'au Rhône en passant par l'Arc et l'Isère (Fig. 5.17). Du fait des sédiments très fins en suspension, le flux total sur l'événement a été conservé en grande partie jusqu'aux barrages de la Basse-Isère. Aussi, Antoine *et al.* (2013) ont étudié la dynamique spatio-temporelle des chasses de l'Arc et ont pu mettre en évidence des tronçons où les échanges avec le lit sont très importants.

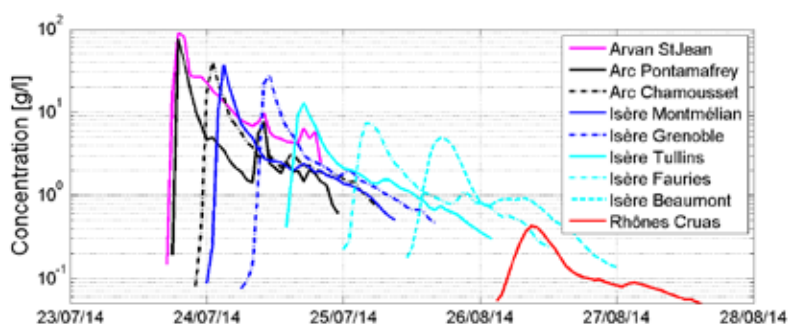
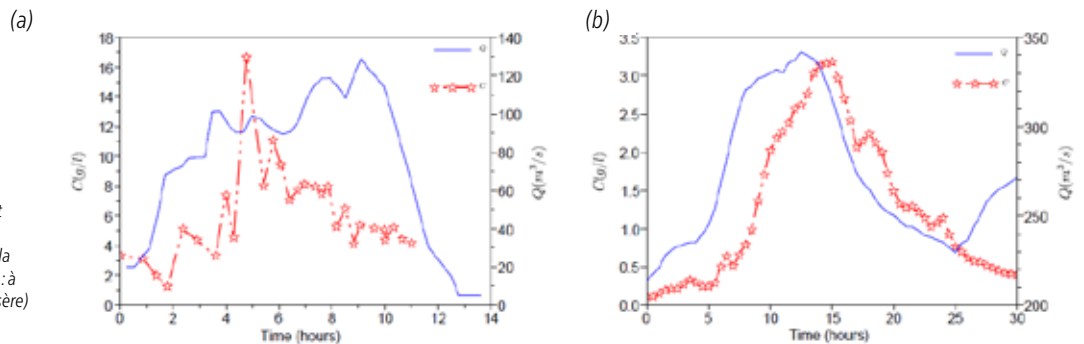


Figure 5.17. Suivi d'une lave torrentielle le long de Arc, Isère et Rhône.

D'un point de vue temporel, de nombreuses études ont porté sur les relations débit-concentration, en particulier sur les phénomènes d'hystérésis (Williams, 1989; Evans et Davies, 1998; Tena *et al.*, 2014; Ziegler *et al.*, 2014). Ainsi, lorsque la source de sédiments est proche, on retrouve souvent un hystérésis dans le sens horaire (Fig. 5.18a pour une station juste à l'aval des retenues chassées) qui devient anti-horaire en s'éloignant de la source (Fig. 5.18a pour une station à plus de 100 km des retenues chassées). Ceci peut facilement s'expliquer du fait que les sédiments se déplacent en moyenne plus lentement que le fluide du fait des échanges avec le lit.

Figure 5.18. Chronique de débit et concentration lors de la chasse de l'Arc-en-Maurienne en 2007 (a : à la station de Pontamafrey sur l'Arc, b : à la station Grenoble-campus sur l'Isère) (Antoine, 2013).



Cet hystérésis peut être quantifié à l'aide de l'index I_H proposé par Lloyd et al. (2016) en se basant sur la relation entre débit adimensionné $Q_* = (Q - Q_{min}) / (Q_{max} - Q_{min})$ et concentration adimensionnée $C_* = (C - C_{min}) / (C_{max} - C_{min})$ sur les données de l'événement :

$$I_H = \langle C_{rising}^*(Q^*) - C_{falling}^*(Q^*) \rangle \quad (5.41)$$

où $\langle \rangle$ correspond à une moyenne arithmétique et $-1 < I_H < 1$. $I_H > 0$ pour un hystérésis horaire et $I_H < 0$ pour un hystérésis anti-horaire.

5.3.3.2 Bilans interannuels

À partir d'une station hydro-sédimentaire, il est bien sûr possible de faire des bilans de flux sur des événements ainsi que des bilans interannuels permettant de qualifier les différentes années hydrologiques. Ainsi, on peut voir dans le Tableau 5.3 la variabilité du flux annuel et la part des événements de crue et chasse sur l'Arc-en-Maurienne. La crue de 2013 a représenté ainsi près de 50 % du flux annuel alors que les chasses de l'Arc représentent en moyenne moins de 5 % du flux annuel.

Tableau 5.3 Flux de MES mesurés à Pontamafrey (Arc) transitant annuellement et lors de l'événement majeur de l'année en question depuis 2011 (tirée de la base de données BDOH, <http://dx.doi.org/10.17180/OBS.ARC-ISERE>)

Année	Flux annuel M_{an} [t]	Événement majeur annuel	Flux lié à l'événement [t]	% flux
2011	$6,5 \times 10^5$	Chasse juin 2011	$1,7 \times 10^4$	2,5 %
2012	$5,1 \times 10^5$	Chasse juin 2012	$4,9 \times 10^4$	9,6 %
2013	$12,8 \times 10^5$	Crue juin 2013	$54,0 \times 10^4$	42 %
2014	$5,3 \times 10^5$	Chasse juin 2014	$1,4 \times 10^4$	2,6 %
2015	$6,1 \times 10^5$	Chasse juin 2015	$2,1 \times 10^4$	2,8 %
2016	$3,9 \times 10^5$	Chasse juin 2016	$6,8 \times 10^4$	17 %
2017	$3,0 \times 10^5$	Chasse juin 2017	$2,9 \times 10^4$	8,3 %
2018	$7,6 \times 10^5$	Chasse juin 2018	$3,6 \times 10^4$	4,7 %



6 Analyse et modélisation de la dynamique sédimentaire

6.1 Établissement d'une courbe de tarage sédimentaire

Afin d'estimer le transport solide annuel d'un cours d'eau et surtout le transport solide lors d'événements majeurs, il est fondamental de pouvoir établir des chroniques par l'intermédiaire de mesures continues comme celle de la hauteur d'eau. De la même manière que des courbes de tarage sont proposées en hydraulique pour associer un débit à une hauteur d'eau mesurée à l'aide de jaugeages liquides multiples, il semble logique d'appliquer une méthode similaire pour estimer une chronique de débit solide. Camenen *et al.* (2012) ont proposé une méthode relativement simple pour estimer une courbe de tarage sédimentaire décrite ici. Il est bien entendu qu'une courbe de tarage sédimentaire est entachée de très fortes incertitudes, cumulant les incertitudes sur la mesure de débit et celles sur l'estimation de la charge de fond. Une telle courbe fait l'hypothèse d'un état d'équilibre permanent alors que les fluctuations temporelles de l'écoulement et surtout la disponibilité en sédiments peuvent induire de fortes variations. Cependant, une telle courbe permet l'obtention d'ordres de grandeur pouvant être très utiles à la compréhension de la dynamique d'un cours d'eau.

Le site <https://www.bedloadweb.com/> mis en place par Alain Recking offre aussi des outils en ligne permettant l'élaboration d'un projet d'étude de bilan sédimentaire.

6.1.1 Estimation des caractéristiques hydrauliques

6.1.1.1 Caractéristiques hydrologiques de la station de mesure

Une courbe de tarage sédimentaire a du sens uniquement si les caractéristiques hydrologiques du site sont connues par la présence d'une station hydrométrique sur site ou au moins suffisamment proche du site afin que les statistiques hydrologiques soient identiques. Idéalement, il faudrait que la station soit suffisamment ancienne pour qu'une courbe des débits classés ait du sens physique pour les débits rares.

6.1.1.2 Relation hauteur-débit issue de la courbe de tarage hydraulique

Ayant connaissance du débit, il faut pouvoir le relier à un niveau d'eau sur le site de la station de tarage sédimentaire. Une première solution est de se baser sur la courbe de tarage hauteur-débit de la station hydrométrique si la station de tarage sédimentaire se situe au même endroit. En supposant une relation puissance entre le débit et la hauteur d'eau mesurée à la station, la profondeur d'eau moyenne sur la section peut ainsi être estimée :

$$H_m = z_w - z_{ref} + \Delta z = \left(\frac{Q}{a}\right)^{1/b} + \Delta z \quad (6.1)$$

avec z_w la cote de la surface libre, z_{ref} le niveau de référence (zéro échelle de la station), a et b les coefficients de calage de la station hydrométrique. Δz est un terme de calage permettant d'obtenir un calage de la hauteur d'eau moyenne et vitesse moyenne sur la section :

$$U_m = \frac{Q}{A_w} = \frac{Q}{H_m W} \quad (6.2)$$

avec A_w la section mouillée et W la largeur au miroir de la section du cours d'eau.

La Figure 6.1 indique les résultats obtenus dans le cas de mesures sur l'Arc en Maurienne. Une comparaison avec des mesures du niveau d'eau indique que les résultats obtenus avec le modèle sont en accord avec les mesures (Fig. 6.1a), de même pour les vitesses moyennes (Fig. 6.1b) comparées à des mesures de vitesse de surface obtenues à l'aide d'un radar de vitesse de surface SVR (*Surface Velocity Radar*). Le rapport entre la vitesse moyenne et la vitesse de surface a été pris égal à 0,80 pour ce type d'écoulement très rugueux (Jodeau *et al.*, 2008; Dramais *et al.*, 2011).

Il est bien sûr possible d'utiliser un barème plus complexe reliant le niveau d'eau au débit, tant que la relation est bijective et permet de faire une inversion.

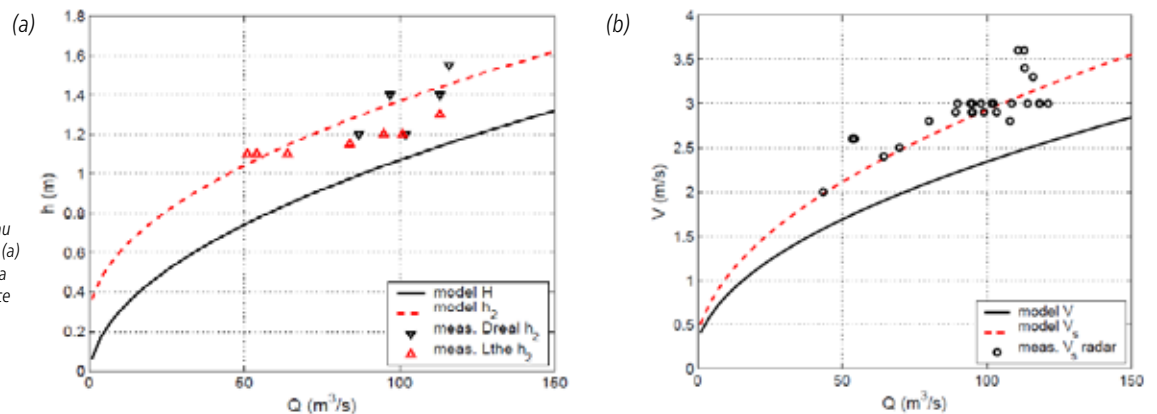


Figure 6.1. Profondeurs d'eau (moyennes H_m et locales h) (a) et vitesses (moyennées sur la hauteur d'eau U et en surface U_s) (b) estimées en fonction du débit de l'Arc (Camenen *et al.*, 2012).

6.1.1.3 Relation hauteur-débit à partir de la formule de Manning-Strickler

Dans le cas où la station pour la courbe de tarage sédimentaire ne se situe pas exactement au niveau de la station hydrométrique, il est encore possible d'appliquer la formule de Manning-Strickler en faisant l'hypothèse d'un tronçon de rivière uniforme de pente I_f :

$$Q = K_s A_w R_h^{2/3} \sqrt{I_f} \quad (6.3)$$

Il est possible à l'aide d'un solveur de résoudre l'équation 6.3 afin d'obtenir la hauteur moyenne H_m . En faisant l'hypothèse d'une rivière large de section rectangulaire ($H_m \ll W$), on obtient ainsi H_m assimilé à la hauteur normale :

$$H_m = \left(\frac{Q}{K_s W \sqrt{I_f}} \right)^{3/5} \quad (6.4)$$

6.1.2 Application de formules de transport par charriage et suspension graduée

Connaissant la bathymétrie de la section, la qualité du sédiment formant le lit, la hauteur moyenne pour un débit donné, il est possible d'estimer les contraintes totale et efficace au fond (τ_f : équations 3.5 ou 3.14, et τ_{eff} : 3.41), le paramètre de Shields (voir l'équation 3.18 sur la base de la contrainte efficace τ_{eff}). L'application d'une ou plusieurs formules de transport solide est donc possible afin de calculer une courbe de tarage sédimentaire ($Q_s = f(Q)$).

La Figure 6.2 indique le type de graphique que l'on peut obtenir pour une rivière alpine où les incertitudes de mesure sont très fortes (en particulier pour les mesures au cours de la chasse des barrages de 2011 où la méthodologie de mesure n'était pas encore bien établie).

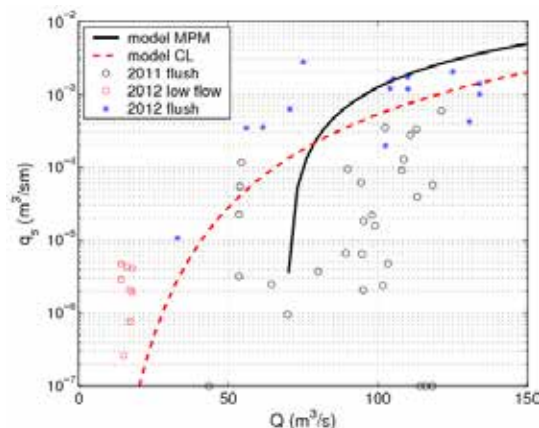


Figure 6.2. Estimation du transport solide par charriage en fonction du débit liquide sur la rivière Arc en Maurienne au niveau de Ste-Marie-de-Cuines.

6.1.3 Répartition des contraintes sur la section

Dans le cas de rivières larges avec une bathymétrie variant sur la section (présence d'un banc submergé par exemple), il est important de ne pas faire de calcul à partir de valeurs moyennes sur la section mais de revenir aux calculs locaux pour le transport solide puis d'intégrer sur la section. La Figure 6.3 présente tout l'intérêt de répartir les contraintes sur la section dans le cas du Danube en Slovaquie; on observe en effet une très forte variabilité de ces contraintes et donc du transport solide sur la largeur de la rivière. Il existe un certain nombre de méthodes de répartition des contraintes sur une section (Khodashenas et Paquier, 1999). En première approximation, une répartition sur la base d'une relation de proportionnalité entre la contrainte locale et la hauteur d'eau locale peut être suffisante si l'on tient compte des éventuels effets des berges plus rugueuses (Camenen *et al.*, 2011):

$$\tau_j \propto h_j \tag{6.5}$$

L'application d'une telle méthode a permis d'améliorer très nettement les résultats dans ce cas.

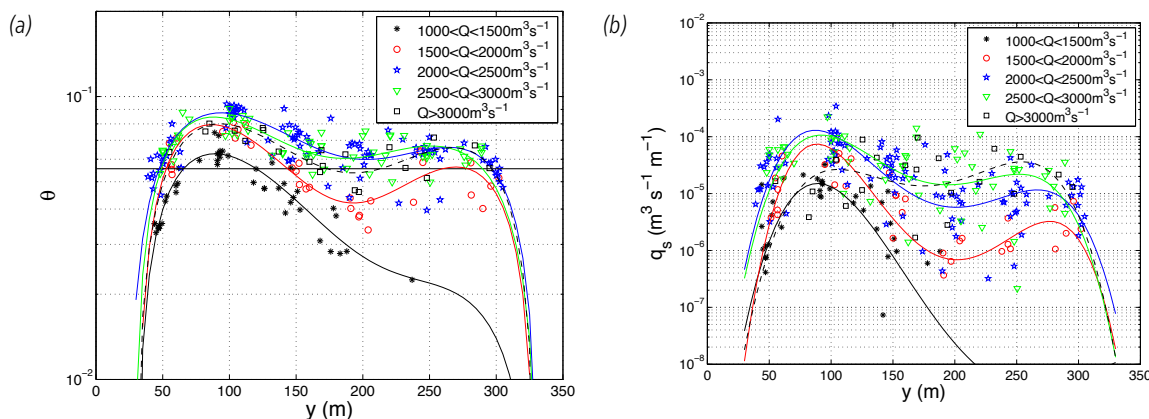


Figure 6.3. Mesure de la variabilité latérale de la contrainte (a) et du transport solide par charriage (b) sur le Danube en Slovaquie (Camenen *et al.*, 2011).

6.1.4 Intérêts d'une courbe de tarage sédimentaire

6.1.4.1 Extrapolation

Dans de nombreux cas, les mesures réalisées seront peu nombreuses et ne permettront pas une vue complète de la dynamique. Une courbe de tarage sédimentaire peut alors permettre de faire une extrapolation plus intelligente qu'une simple régression car elle prend en compte la physique du système. Cependant, il existera toujours de fortes incertitudes liées aux hypothèses du modèle, en particulier par rapport aux apports amont. La Figure 6.4 montre la courbe de tarage sédimentaire pour le Mékong à Luang Prabang (Laos) alors même que

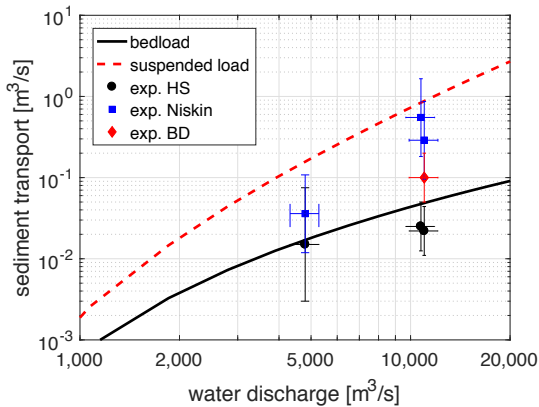


Figure 6.4. Estimation du transport solide par charriage et suspension en fonction du débit liquide sur la rivière Mékong à Luang-Prabang (Laos) (Dramais et al., 2013; Camenen et al., 2014).

- exp. HS: mesures charriage avec un préleveur Helley-Smith.
- exp. Niskin: mesures avec une bouteille Niskin.
- exp. BD: mesures avec une bouteille de Delft.

peu de mesures sont disponibles (Dramais *et al.*, 2013; Camenen *et al.*, 2014). Les mesures de charriage ont été estimées à partir de prélèvements Helley-Smith 76 mm (rond noirs) alors que l'unique estimation de la suspension sableuse a été réalisée à partir de prélèvement avec la bouteille de Niskin. L'éloignement de la courbe théorique peut être expliqué par la probable sous-estimation de la mesure. En effet, les concentrations en sable étant faibles, la capacité de la bouteille Niskin utilisée (1 l) s'est avérée insuffisante pour limiter les incertitudes de mesures (voir paragraphe 5.2.1.2 page 96).

6.1.4.2 Bilans événementiels de flux solide

À partir d'une courbe de tarage sédimentaire, il est donc possible de faire des estimations cohérentes du transport solide au travers une section sur des événements ou périodes plus ou moins longues.

Le tableau 6.1 montre ainsi que pour l'Arc en Maurienne à Ste-Marie-de-Cuines, le charriage représente 5 à 10 % du transport total (incluant le transport solide par suspension de lessivage, Tableau 5.3 page 107) pour des événements relativement courants mais pourrait représenter plus de 30 % pour des événements extrêmes comme la crue décennale de mai 2008. Il faut tout de même noter ici qu'aucune mesure du transport de sable en suspension n'est prise en compte dans ces estimations.

Tableau 6.1 Estimation du transport solide sur l'Arc en Maurienne à Sainte-Marie-de-Cuines (Mt: million de tonnes)

Événement	Q_{max}	Durée	Charriage	Suspension de lessivage
Chasse ($\approx Q_1$)	$\approx 130 \text{ m}^3/\text{s}$	12 heures	$\approx 3 \text{ Mt}$	de 15 à 50 Mt
Crue juin 2010 ($\approx Q_2$)	$\approx 200 \text{ m}^3/\text{s}$	38 heures	$\approx 20 \text{ Mt}$	–
Crue mai 2008 ($\approx Q_{10}$)	$\approx 500 \text{ m}^3/\text{s}$	8 jours	$\approx 500 \text{ Mt}$	$\approx 900 \text{ Mt}$
Année typique sans événement majeur	$\approx 150 \text{ m}^3/\text{s}$	1 année	de 15 à 50 Mt	de 400 à 800 Mt

À titre de comparaison Marnézy (1999) avait estimé des débits solides annuels de 225 à 500 millions de tonnes en se basant sur une méthodologie similaire (Étude du LNH-EDF des années 1950). La méthodologie présentée ici montre bien l'impact prédominant des crues; ce qui implique globalement une prédiction de 50 % à 100 % plus élevée que celle de Marnézy (1999).

6.1.4.3 Flux solide moyen annuel

À partir d'une courbe des débits classés (Fig. 6.5a), l'application de la courbe de tarage sédimentaire peut permettre d'estimer le transport solide moyen annuel Q_{sm} , ce qui très utile pour les études géomorphologiques (Tableau 6.1). La méthodologie de calcul est la suivante :

- décrire la courbe des débits classés de la station hydrologique en p classes distribuées sur les débits (permet de mieux représenter la courbe sur les débits rares qu'une distribution sur les fréquences);
- pour chaque débit, évaluer une durée associée T_i sur la base des fréquences de dépassement f_i soit $T_i = (f_{i+1} - f_{i-1})/2 \times 365,25 \times 24 \times 3600$;
- pour chaque débit Q_i , calculer les paramètres hydrauliques puis le transport solide Q_{si} .

Le débit solide moyen annuel se calcule donc :

$$Q_{sm} = \sum_{i=1}^p Q_{si} T_i \quad (6.6)$$

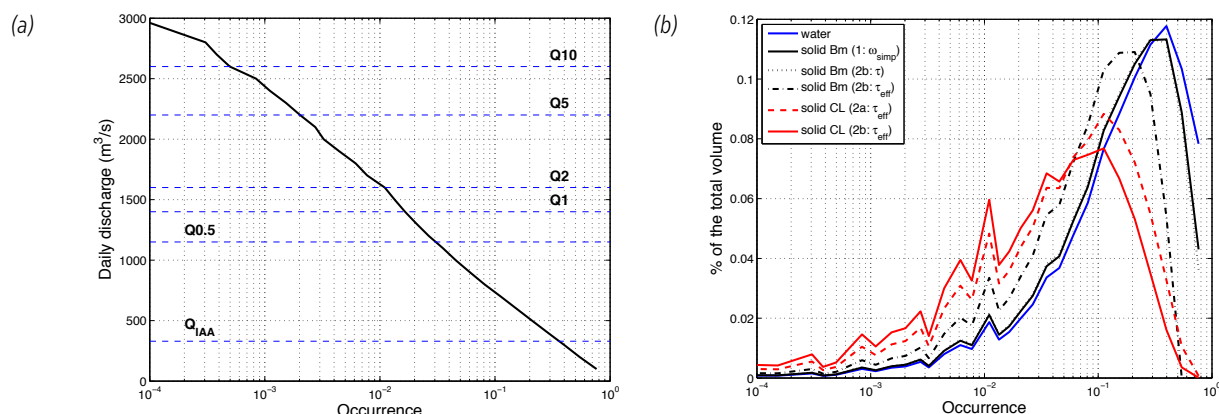


Figure 6.5. Courbe des débits classés sur la Loire à Gien (a) et volume relatif des flux liquides et solides pour chacune des occurrences de débit (b).

6.1.4.4 Estimation du débit solide effectif (morphogène)

Le débit solide effectif (ou morphogène) peut directement être tiré du calcul du flux solide moyen annuel (paragraphe 6.1.4.3). En traçant la masse transportée $Q_{si}T_i$ par occurrence de débit f_i , il est en effet possible d'estimer un maximum (Fig. 6.5b). Ce maximum correspond théoriquement au débit solide effectif. Il est à noter que ce dernier est très sensible à l'estimation du seuil de mise en mouvement des particules et donc de la taille des particules. On s'aperçoit en effet que pour une rivière sableuse comme la Loire (Fig. 6.5b), ce débit effectif serait très faible (inférieur à la crue annuelle) alors que pour une rivière à graviers, il est souvent très largement supérieur à la crue annuelle.

Il faut bien faire attention à différencier le débit solide effectif au débit solide au plein bord. Le premier correspond par définition à un débit morphogène, qui transporte le plus en moyenne et donc potentiellement implique les plus grandes modifications du lit. Le second n'a de sens que pour une rivière naturelle à l'équilibre, où la bathymétrie à plein bord reflète clairement la dynamique sédimentaire.

6.2 Découpage en tronçons homogènes

6.2.1 Objectifs du découpage en tronçons homogènes

Comme discuté au paragraphe 2.3.4 page 31, la notion de typologie des cours d'eau dépend directement de l'échelle spatiale et temporelle étudiée. Le découpage en tronçons homogènes est intimement lié à la typologie des cours d'eau. Une caractérisation d'une rivière doit se faire dans le cadre d'un système d'échelles spatiales et temporelles emboîtées (Gurnell *et al.*, 2016). Nous nous proposons ici de travailler sur une échelle temporelle pluri-annuelle incluant des crues morphogènes, soit sur une échelle spatiale pluri-kilométrique (segment).

L'objectif du découpage en tronçons homogènes est de distinguer des entités spatiales emboîtées présentant un fonctionnement homogène. Ceci doit permettre une certaine simplification de la géométrie globale d'une rivière ou d'un secteur d'une rivière en un nombre fini d'entités. Les évolutions de ces entités peuvent ensuite être comparées et analysées afin de comprendre les processus morphologiques.

6.2.2 Caractérisation hydromorphologique

Afin de proposer un découpage en tronçons homogènes, il est fondamental de récolter un certain nombre de paramètres sur l'ensemble du secteur étudié afin de pouvoir caractériser l'ensemble de ce secteur et définir des critères d'homogénéité ou non-homogénéité sur ces paramètres. En conséquence, pour chacun de ces paramètres, il est nécessaire d'avoir une discrétisation spatiale de ces paramètres suffisamment fine, soit au moins une dizaine de valeurs par tronçon homogène (d'une longueur pluri-kilométrique).

6.2.2.1 Paramètres géomorphologiques

Caractérisation générale - Une première caractérisation du site étudié peut se faire sur une échelle globale sur la base d'une carte géologique et d'une carte du réseau hydrographique. Il est ainsi possible de repérer les principaux secteurs géologiques ainsi que les principaux affluents (apports liquide et solide).

Caractérisation en plan - Ensuite, la caractérisation se fait classiquement en géomorphologie par l'intermédiaire d'une analyse en plan (photographies aériennes, cartes topographiques) sous SIG (Malavoi et Bravard, 2010). Les principaux paramètres utiles à la sectorisation sont présentés au paragraphe 2.3.1 page 28 :

- la largeur active B et la largeur au miroir W (à un débit donné);
- la sinuosité I_s ;
- le nombre de chenaux et l'indice de tressage I_t ;
- possibles ouvrages latéraux et transversaux.

Caractérisation sur la base de mesures topographiques - Des données complémentaires peuvent être obtenues à partir de mesures topographiques (incluant les mesures bathymétriques). Celles-ci correspondent essentiellement à des séries de transects éventuellement complétés par des lignes d'eau. Ces mesures restent coûteuses (principalement en temps humain) par rapport à la description discrète. Aujourd'hui, la photogrammétrie et la mesure Lidar permet d'acquérir une quantité de données rendant possible une meilleure description spatiale. Cependant, même si les levés Lidar bathymétriques se démocratisent, la mesure de la bathymétrie reste difficile et limitée aux eaux très claires. Les paramètres additionnels issus de ces mesures sont:

- les largeurs W et profondeurs moyennes H_m à l'étiage et à plein bord, et donc des rapports d'aspect H_m/W ;
- la puissance spécifique calculée pour le plein bord ω_{bf} (voir équation 4.18);
- les pentes moyennes du lit à l'étiage I et du thalweg. L'étude de ces pentes peut permettre de repérer les principaux seuils naturels et artificiels;
- et éventuellement les évolutions morphologiques si le nombre de campagnes le permet (Guertault *et al.*, 2018).

Caractérisation sédimentaire - La granulométrie reste une donnée lourde à acquérir sur le terrain (paragraphe 2.6 page 44) et difficile à exprimer à l'échelle kilométrique du fait de la variabilité spatio-temporelle. Il est généralement conseillé de prendre pour référence la granulométrie au fond du chenal principal voire sur le flanc des bancs. Généralement, du fait du manque de données, cette dernière n'est pas utilisée pour discriminer les tronçons (Latapie *et al.*, 2014; Guertault *et al.*, 2018).

6.2.2.2 Caractéristiques hydro-sédimentaires, apport de la modélisation 1D

Intérêt de l'utilisation d'un modèle numérique - La principale limite des caractérisations sur la base de photographies aériennes, cartes et autres mesures topographiques, est qu'elles correspondent à un état donné de la rivière à un instant donné, correspondant généralement à un débit d'étiage. Si les données le permettent (pour la construction et le calage du modèle, voir le paragraphe 6.3.3.2 page 118), il peut donc être intéressant d'utiliser un modèle hydraulique 1D afin d'estimer certains paramètres à des débits autres que mesurés. Le calage du frottement permet de plus le calcul des contraintes de cisaillement pour chacun de ces débits.

Paramètres hydro-sédimentaires - Les paramètres additionnels issus de la modélisation sont donc, pour un jeu de débits Q à préciser (pouvant aller de l'étiage à la crue centennale):

- les largeurs au miroir W et profondeurs moyenne H_m et donc le rapport d'aspect H_m/W ;
- la contrainte de cisaillement τ et la puissance spécifique ω (non simplifiée, voir équation 4.18).

6.2.3 Méthodologies de découpage en tronçons homogènes

6.2.3.1 Méthode manuelle

La méthode visuelle (manuelle) est couramment utilisée par les géomorphologues. Il s'agit donc de repérer les discontinuités longitudinales sur l'ensemble des paramètres réunis. Latapie *et al.* (2014) ont mis en avant l'importance de bien repérer les points durs (discontinuités des lignes d'eau d'étiage et points durs naturels

et artificiels). Si la méthode manuelle est relativement simple pour certains paramètres (secteurs géologiques, confluences, ouvrages anthropiques, formes fluviales, etc.), cette méthode peut devenir subjective pour d'autres grandeurs physiques chiffrables (largeur, hauteur, indices, etc.).

6.2.3.2 Méthode automatique

Une solution plus objective est l'utilisation d'algorithmes statistiques pour repérer les discontinuités et définir les tronçons homogènes d'un cours d'eau (Leviandier *et al.*, 2012). Une méthode statistique nécessite cependant que la variable soit quantifiée et décrite de façon quasi-continue sur le secteur étudié. Le test de Pettitt (1979) a été proposé par Alber et Piégay (2011) pour une application sur les variables hydro-sédimentaires définies sur un secteur d'étude. Soit la variable X définie par n valeurs sur le secteur étudié X_1 à X_n , la fonction statistique $U_{d,n}$ ($1 \leq d < n$) est définie comme suit:

$$U_{d,n} = \sum_{i=1}^d \sum_{j=d+1}^n \text{sign}(X_i - X_j) \quad (6.7)$$

La valeur maximale de $|U_{d,n}|$ nous donne la principale discontinuité de la variable X d'indice d_m . Afin d'estimer si cette discontinuité est significative, il faut que la probabilité p_r soit supérieure à une valeur seuil $p_{r,min}$ définie par l'opérateur:

$$p_r \approx 2 \times \exp \left[\frac{-6 \max(|U_{d,n}|)}{n^3 + n^2} \right] \quad (6.8)$$

Alber et Piégay (2011) ont proposé $p_{r,min} = 0,05$. Si la discontinuité est significative, le test peut être réalisé sur les deux nouveaux tronçons ainsi créés, et ainsi de suite de manière itérative. Le secteur peut donc être discriminé en un certain nombre de tronçons selon le choix du seuil et du nombre d'itérations (Martínez-Fernández *et al.*, 2016; Guertault *et al.*, 2018).

6.2.4 Apport de la sectorisation pour l'analyse

Le découpage en tronçons homogènes peut se faire en combinant les analyses manuelles et automatiques afin de définir les limites de chacun des tronçons. Éventuellement, certains tronçons trop petits par rapport à l'objectif initial peuvent être agrégés. L'analyse de la Loire moyenne par Latapie *et al.* (2014) a ainsi conduit à établir 167 tronçons homogènes d'une longueur moyenne de 2,5 km. Un unique tronçon a été défini sur la ville de Tours bien que de nombreuses discontinuités ont été repérées du fait de la présence de multiples ponts et seuils. Une fois le découpage réalisé, il est alors possible de calculer les valeurs moyennes pour chacune des variables étudiées sur tous les tronçons. Ainsi, la Figure 6.6 présente les variations longitudinales des paramètres W/H_m et τ_{eff} calculés pour un débit de crue biennale sur la Loire moyenne. On observe un maximum de contraintes au milieu du secteur ($pk \approx 600$ km) comme observé par Knighton (1999). Ces deux paramètres permettent de clairement caractériser et distinguer les quatre unités géologiques.

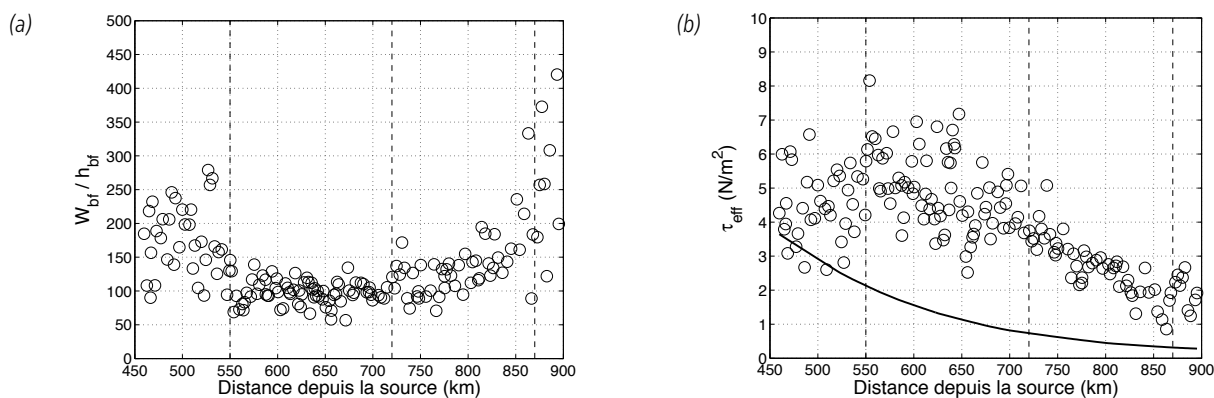


Figure 6.6. Variations longitudinales (a) du ratio largeur sur hauteur moyenne (W/H_m) et (b) de la contrainte efficace τ_{eff} (avec la contrainte critique estimée en trait plein) calculés avec un modèle 1D pour un débit de plein bord estimé à la crue biennale Q_2 . Les droites verticales en pointillées délimitent les 4 unités géologiques (Latapie *et al.*, 2014).

6.2.5 Application à la construction de bilans sédimentaires

Pour chacun des tronçons homogènes j , il est possible d'estimer le volume moyen annuel transporté $V_j = Q_{sm,j}$ (voir équation 6.6), éventuellement rapporté sur une durée déterminée. Un bilan sédimentaire simple peut ainsi être obtenu :

$$\Delta V_j = V_{t,j+1} - V_{t,j} + V_{lat} \quad (6.9)$$

où ΔV_j est le bilan sédimentaire sur le tronçon $j, j + 1$ désignant le tronçon amont et V_{lat} correspondant à un possible apport latéral (affluent, érosion de berge).

La Figure 6.7 présente une application sur deux secteurs de la Loire moyenne (Camenen *et al.*, 2016).

Quatre estimations différentes du transport solide sont présentées :

- m1dl et m1ds : application de la formule de Bagnold (1966), Eq. 4.19, sur la base d'une estimation simplifiée de la puissance spécifique, Eq. 4.18 ;
- m2dl et m2ds : application de la formule de Camenen et Larson (2005), Eq. 4.17, sur la base d'un calcul des paramètres hydrauliques avec la formule de Manning-Strickler, Eq. 6.4 ;
- les codes dl et ds indiquent deux hypothèses sur la description granulométrique à partir respectivement d'une interpolation linéaire sur les données existantes et d'un fit de la loi de Sternberg (1875).

Pour un système complexe et fortement anthropisé comme le secteur de Belleville (Fig. 6.7a), un tel bilan simplifié donne des résultats peu convaincants avec valeurs trop élevées et pas nécessairement dans le bon sens (érosion ou dépôt). Comme discuté par Camenen *et al.* (2016), ceci peut être expliqué par le manque de diffusion, l'absence de prise en compte des effets instationnaires mais surtout par une description trop sommaire liée aux tronçons homogènes ; l'utilisation d'un modèle 1D peut alors permettre d'améliorer nettement les résultats (voir paragraphe 6.3.5.5 page 122). Dans le cas d'un système naturel relativement plus simple comme le secteur de Bréhémont (Fig. 6.7a), les résultats sont sensiblement meilleurs.

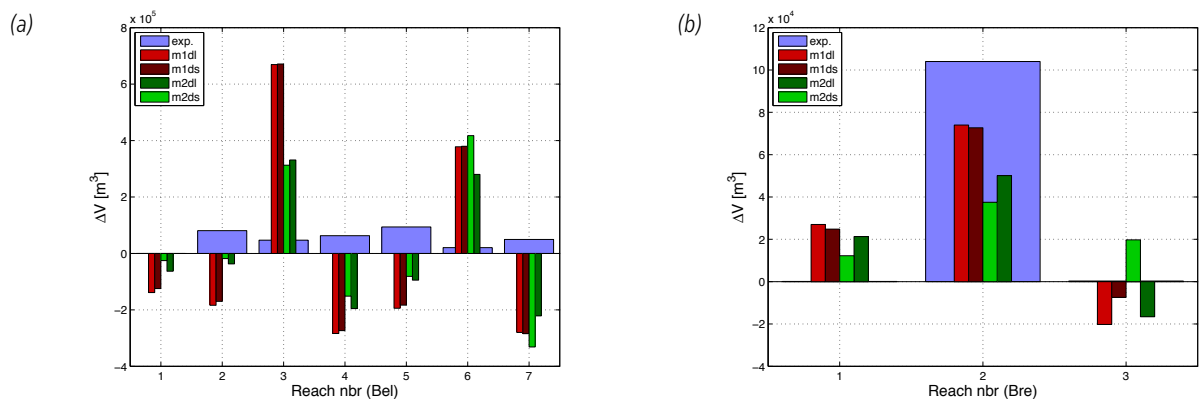


Figure 6.7. Bilans sédimentaires sur la base de tronçons homogènes appliqués à deux secteurs de la Loire moyenne : (a) Belleville, $\Delta t = 2$ ans et (b) Bréhémont, $\Delta t = 2$ ans (Camenen *et al.*, 2016).

6.3 Modèles numériques

6.3.1 Généralités

Les modèles numériques sont des outils permettant de résoudre de manière plus ou moins simplifiée les équations de conservation de la quantité de mouvement et de conservation de la masse (liquide et solide) sur la base de méthodes numériques variées (différences finies, éléments finis, volumes finis). Il existe de nombreux codes de calculs disponibles dans la littérature.

On retrouve généralement trois types de module :

- un module d'écoulement qui permet, à chaque pas de temps, le calcul de la hauteur d'eau, de la vitesse et du débit dans chaque section pour un modèle unidimensionnel (1D) ou dans chaque élément de section (maille) pour un modèle bidimensionnel (2D), avec un détail de la vitesse de l'écoulement dans chaque volume élémentaire pour un modèle tridimensionnel (3D) ;

- un module de transport solide qui transporte le sédiment d'une section à l'autre grâce à une loi de transport semi-empirique, ou calcule les variations des concentrations dans le cas d'un modèle d'advection-dispersion;
- un module d'évolution des fonds qui calcule la variation de volume en assurant la conservation de la masse d'une section (ou maille en 2D) à l'autre et met à jour la géométrie pour un pas de temps sédimentaire fixe ou fonction des volumes déplacés.

Le module d'évolution des fonds demeure le plus complexe dans l'élaboration d'un code de calcul. Il doit en effet gérer un temps sédimentaire différent du temps hydraulique, des apports/érosions ou dépôts/experts de sédiments (ou d'un mélange de sédiments) sur chaque maille pour chaque pas de temps, des couches diverses de sédiments, etc. Hirano (1971) a introduit le concept de couche active (couche tampon) dans le cas de mélanges de sédiments pour faire le lien entre le transport sédimentaire et les couches de fond.

Beaucoup de modèles font les calculs avec évolution des fonds en supposant un seul diamètre de sédiment. Pour ceux qui tiennent compte d'une granulométrie étendue (description de processus de transport partiel et tri granulométrique), il existe deux écoles expliquées ci-après.

Description de la granulométrie en multi-classes

Le calcul du transport solide est fait pour chacune des classes en tenant compte de leur proportion respective dans la couche active et des potentielles interactions entre ces classes de sédiments (masquage, surexposition).

Description de la granulométrie avec deux paramètres (d_{50} et σ)

Le calcul du transport solide est fait uniquement pour le diamètre d_{50} avec l'hypothèse d'une distribution suivant une loi log-normale; des fonctions semi-empiriques sont proposées pour l'évolution de d_{50} et σ (Camenen *et al.*, 2018a).

6.3.2 Données d'entrée

Les données d'entrée sont les données permettant de construire le modèle à partir duquel les équations du code de calcul seront résolues numériquement.

La base de tout modèle numérique d'une rivière est la description des fonds de cette dernière. Dans le cas d'un modèle 1D, une série de transects de la bathymétrie de la rivière (jusqu'aux digues) est nécessaire afin de représenter le profil en long de la rivière. Selon l'objectif, le maillage (distance entre chaque transect) peut être lâche (représentation des crues) ou dense (représentation de l'étiage). Il est cependant inutile d'avoir une distance entre transects Δx inférieure à la largeur de la rivière W . En plus de la bathymétrie, il est très important de bien caractériser les ouvrages en travers (seuil, barrage, etc.), soit avec une géométrie plus détaillée (mais cela peut fortement augmenter les temps de calcul), soit avec une description simplifiée (lois de seuil et/ou orifice).

N.B. Dans le cas d'un modèle 1D, la longueur d'un tronçon se définit comme la somme des distances entre sections, soit comme la longueur de l'axe d'écoulement que l'on se définit. Ainsi, pour une même rivière, selon que l'on se focalise sur le chenal d'étiage ou le lit en crue, la longueur du tronçon sera différente (Fig.2.26 page 31).

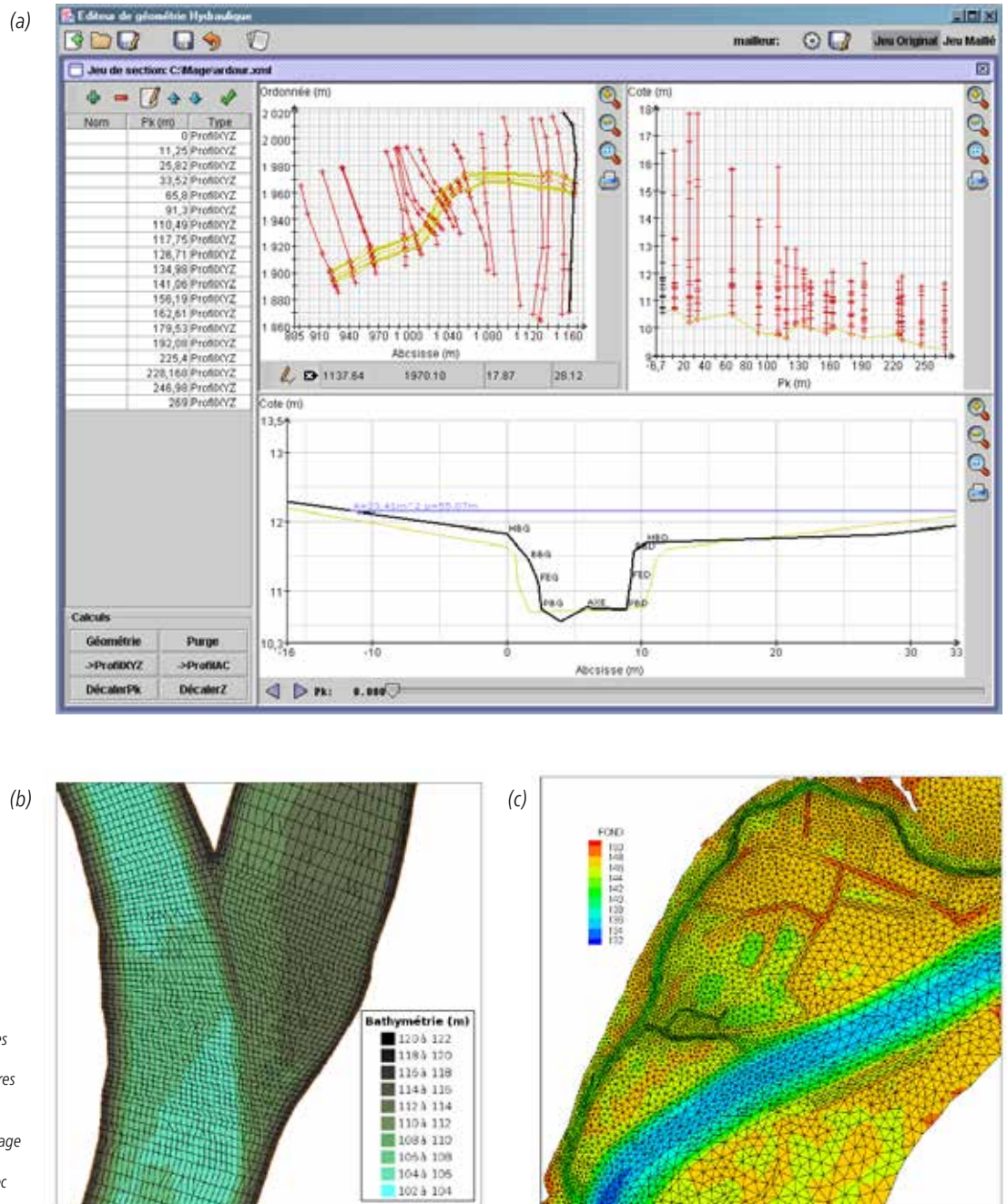
Dans le cas des modèles 2D (et 3D), il est nécessaire d'avoir une bathymétrie complète de la rivière (jusqu'aux digues) permettant de décrire l'ensemble des formes de la rivière. Cette bathymétrie permettra la création d'un maillage 2D plus ou moins dense. Il ne faut cependant pas confondre le nombre de points expérimentaux N_e permettant de construire le maillage et le nombre de points effectifs N_m formant ce maillage. Il y a en général une étape d'interpolation pour la création du maillage même si idéalement, on devrait avoir $N_m \approx N_e$. Il est aussi très important d'avoir en tête que le temps de calcul T augmente de façon drastique avec le nombre de points N_m constituant le maillage: $T \propto N_m^p$ avec p un paramètre fonction de la complexité et l'efficacité du code de calcul! De la même manière que pour la modélisation 1D, une attention particulière doit être portée sur la description des ouvrages en particulier si leur loi de comportement est complexe.

Éventuellement, il peut être utile (au moins pour la modélisation 2D) d'y associer un zonage des rugosités équivalentes (bancs nus, type de végétation, etc.) pour affiner le calage hydraulique du modèle.

Pour un modèle avec évolution des fonds, il est nécessaire de rajouter des informations sur la qualité du lit formant la rivière. Cette description se fait généralement par la définition de couches au droit des points formant le maillage du modèle (couches d'épaisseur donnée ou définies par leur altitude). Pour chacune de ces couches sont données les caractéristiques sédimentaires (porosité p , granulométrie en multi-classes, soit n diamètres d_i , ou simplifiée avec d_{50} et σ) ou est précisé si la couche est non érodable (substratum). Dans le cas des modèles 1D, il est aussi utile de définir la largeur active à l'intérieur de laquelle le transport solide (et les évolutions) sont permis.

6.3.3 Modélisation de l'écoulement en 1D

Les codes de calcul hydraulique unidimensionnel résolvent les équations de Barré-de-Saint-Venant (équations de Naviers-Stokes moyennées sur une section mouillée). Il existe de très nombreux codes de calcul, HEC-RAS étant sans doute le plus connu. En France, on utilise entre autres le code Mascaret (EDF-LNHE). Nous discutons aussi ici des codes Mage et Rubar3 développés à INRAE Lyon (Fig. 6.8).



6.3.3.1 Équations

Les équations de Barré de Saint-Venant sont écrites dans leurs formulations 1D pour des écoulements à surface libre instationnaires (Cunge *et al.*, 1980). Elles incluent la conservation de la masse (équation 6.10) et la conservation de la quantité de mouvement (équation 6.11):

$$\frac{\partial A_w}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_{lat} \quad (6.10)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\beta \frac{Q^2}{A_w} + P \right) = -gA_w \left(\frac{\partial z_b}{\partial x} + J_f + J_s \right) + P_{lat} \quad (6.11)$$

avec t le temps, x l'abscisse longitudinale, A_w la section mouillée, Q le débit, q_{lat} le débit d'apport latéral ($q_{lat} > 0$ si entrée, $q_{lat} < 0$ si sortie), β le coefficient de Boussinesq, z_b la cote du fond, J_f une perte de charge par frottement (pente de frottement), J_s une perte de charge singulière, P la pression hydrostatique, et P_{lat} la pression hydrostatique latérale (due à la variation longitudinale de la largeur de la rivière W).

La variation longitudinale de la surface libre z_w peut être écrite telle que :

$$\frac{\partial z_w}{\partial x} = \frac{\partial z_b}{\partial x} + \frac{1}{gA_w} \left(P_{lat} - \frac{\partial P}{\partial x} \right) \quad (6.12)$$

Le calcul des pressions donne (Cunge *et al.*, 1980) :

$$P = \int_0^{H_m} g(H_m - z)W(x,z)dz \quad (6.13)$$

$$P_{lat} = \int_0^{H_m} g(H_m - z) \frac{\partial W(x,z)}{\partial x} dz \quad (6.14)$$

où H_m est la hauteur d'eau moyenne dans le lit mineur et $W(x, z)$ la largeur de la rivière à la cote z .

L'approche unidimensionnelle suppose une homogénéité des vitesses sur une section d'écoulement. Il est possible de subdiviser la section en deux ou trois sous-sections correspondant au lit mineur et lit majeur (éventuellement rive gauche et rive droite), respectivement. Les pentes de frottement J_f et coefficient de Boussinesq β peuvent alors être évalués à l'aide des formules Debord (Nicollet et Uan, 1979) basées sur des expérimentations de laboratoire.

6.3.3.2 Conditions aux limites et calage du modèle

Conditions aux limites. Les conditions aux limites pour un modèle hydraulique 1D sont classiquement en amont un hydrogramme $Q(t)$ et en aval une cote de l'eau $z_w(t)$ pouvant éventuellement être reliée au débit par une courbe de tarage $z_w(Q)$.

En général, les évolutions sont lentes et on se contente d'introduire le débit liquide, Q , sous forme de paliers de débits existants. Ceci permet de supprimer l'équation de continuité liquide et le terme dU_m/dt dans l'équation de la quantité de mouvement. Cependant, des phénomènes plus complexes liés à une montée de crue ou descente de crue (impliquant un calcul d'accélération) ne peuvent alors être pris en compte.

Calage d'un modèle 1D. Le calage d'un modèle hydraulique 1D se fait essentiellement sur le calage des pertes de charge au travers du coefficient de frottement (coefficient de Manning ou Strickler, paragraphe 3.1.4 page 53). Il est possible de définir un certain nombre de valeurs du coefficient de frottement par tronçon en distinguant lit mineur et lit majeur (si une loi de répartition des débits est incluse comme la formulation Debord). Ce calage se fait sur des lignes d'eau mesurées à différents débits allant de l'étiage jusqu'à la crue. La méthodologie classique se déroule en deux étapes:

- caler d'abord un jeu de coefficients de frottement pour le lit mineur en jouant sur les lignes d'eau correspondant à des débits où le lit majeur n'est pas en eau;
- caler ensuite un jeu de coefficients de frottement pour le lit majeur à partir des lignes d'eau correspondant à des débits de crue où le lit majeur est en eau.

N.B. 1 En modélisation numérique, le terme « lit majeur » est souvent utilisé par abus de langage alors qu'il correspond physiquement au lit moyen, c'est-à-dire au lit entre digues où l'écoulement se fait à peu près dans la même direction que pour le lit mineur (paragraphe 1.1.3 et Fig.1.3 pages 9 et 10).

N.B. 2 Le calage d'un modèle tout comme sa construction varie selon les objectifs. Si l'on veut modéliser des débits d'étiage, il est nécessaire d'avoir un nombre de transects suffisant pour décrire le chenal principal (qui sera modélisé comme lit mineur); le coefficient de frottement devra alors inclure toutes les pertes de charge liées aux petites chutes (seuils/mouille). Si l'on veut modéliser des débits de crue, on s'attardera plus sur le calage du lit majeur.

6.3.3.3 Intérêts et limites de la modélisation hydraulique 1D

L'intérêt principal d'un code de calcul 1D est sa capacité à résoudre une modélisation hydraulique sur de longs tronçons (de plusieurs centaines de kilomètres) éventuellement maillés, et sur des temps très longs (plusieurs dizaines d'années) avec des temps de calculs très courts (de quelques minutes à quelques heures selon les cas si l'on reste dans un écoulement fluvial). Cela peut permettre de faire facilement des tests de sensibilité voire d'appliquer une méthode de type Monte-Carlo pour estimer les incertitudes des résultats.

Si l'objectif de l'étude est d'estimer des niveaux d'eau ou débits sur un secteur en particulier, l'utilisation d'un modèle 1D est préférable et conseillée. Bien évidemment, un modèle 1D ne permet pas d'avoir localement une résolution précise des vitesses et n'est pas applicable pour étudier des phénomènes de recirculation ou de débordement impliquant des directions de l'écoulement différentes de celle de l'axe de la rivière.

6.3.4 Capacité de transport et transport solide

6.3.4.1 Définition

La capacité de transport est la valeur du débit solide maximal transitant dans un tronçon homogène, qui peut être évaluée à partir des formules classiques du transport solide (paragraphe 4.1 et 5.1.4 pages 62 et 90). En toute rigueur, ces formules sont valables en régime uniforme pour des écoulements en canaux rectangulaires infiniment larges ou en local. En pratique, elles sont utilisées même si les effets de bord ne sont plus négligeables (remplacement de h par R_h) et pour des écoulements non uniformes (remplacement de l par J). Pour chaque type de sédiment, on doit donc distinguer le débit solide observé en volume par unité de largeur noté q_s , et la capacité de transport de l'écoulement en volume par unité de largeur notée q_s^* , appelé également débit solide à saturation. Le débit solide peut être différent de la capacité de transport (inférieure), notamment lorsque les apports amont sont insuffisants et que le lit n'offre plus de matériau à transporter (lit armuré ou correspondant au substratum). Dans le cas de la suspension de lessivage, on a toujours $q_s \ll q_s^*$ car la capacité de transport de ces particules très fines est très grande (quasi infinie) et jamais atteinte (les apports amont étant insuffisants).

La capacité de transport est le résultat d'un équilibre moyen entre :

- la mise en mouvement des particules du fond;
- le dépôt des particules en mouvement dans l'écoulement.

On a atteint la capacité de transport, lorsque le taux d'érosion est égal au taux de dépôt. La capacité de transport ne peut donc être évaluée qu'en situation d'équilibre, c'est-à-dire dans un profil dynamiquement stable. L'égalité entre débit solide et capacité de transport est réalisée à deux conditions :

- le matériau est disponible au fond;
- le régime uniforme est établi pour l'écoulement et le transport solide.

N.B. De nombreux auteurs ont montré que le transport solide est caractérisé par d'importantes fluctuations spatio-temporelles (Cudden et Hoey, 2003; Ghilardi *et al.*, 2014; Redolfi *et al.*, 2018; Rickenmann, 2018); on définit donc la capacité de transport comme la moyenne temporelle du transport solide (supposé à saturation).

6.3.4.2 Longueur de chargement

Si le régime n'est pas uniforme alors le débit solide tend vers la capacité de transport avec une certaine inertie. Afin d'exprimer ce retard spatial et temporel de l'évolution de la charge solide par rapport aux variations des conditions hydrauliques, le code résout une équation supplémentaire, dite équation de chargement (Daubert et Lebreton, 1967):

$$\frac{\partial Q_s}{\partial x} = \frac{Q_{s*} - Q_s}{L_a} \quad (6.15)$$

avec L_a la longueur d'adaptation ou distance de chargement, Q_s le transport solide et Q_{s*} , la capacité de transport de l'écoulement.

La distance de chargement est un paramètre local, homogène à une longueur, traduisant l'inertie du flux solide par rapport à l'écoulement liquide. On interprète souvent cette distance comme la longueur d'onde des rides de fond (Phillips et Sutherland, 1989) ou la longueur moyenne du saut d'un grain transporté en saltation (Wu *et al.*, 2000) et $L_a \approx 100d_{50}$. Cette idée doit cependant être considérée avec réserve car elle ne semble pas avoir été confirmée par la mesure.

Si la distance de chargement est très petite devant le pas de discrétisation spatial des équations de transport, l'effet de la loi de chargement est réduit voire nul: la capacité solide est atteinte en bout d'une maille. De bien plus grandes valeurs sont donc souvent utilisées en modélisation numérique (Wu *et al.*, 2000).

Pour le transport solide en suspension, la distance de chargement peut être calculée par la formule de Han (1980):

$$L_a = \alpha_{Han} \frac{u_*}{W_s} \quad (6.16)$$

avec u_* la vitesse de frottement et α_{Han} une distance à définir. Une autre formulation similaire est celle basée sur les travaux de Wu et Wang (2007):

$$L_a = \max \left(L_{a0}, \frac{H_m U_m}{\alpha_{WW} W_s} \right) \quad (6.17)$$

avec H_m et U_m les hauteur et vitesse moyenne sur la section et α_{WW} une distance à définir et W_s la vitesse de chute d'une particule.

6.3.5 Modélisation du transport solide et des évolutions des fonds en 1D

Les codes de calcul 1D ont le plus souvent un module « transport solide et évolution des fonds » associé. C'est le cas de HEC-RAS, Courlis associé à Mascaret (EDF-LNHE), AdisTS associé à Mage et RubarBE (INRAE Lyon).

6.3.5.1 Équation d'Exner

Dans le cas de sédiments grossiers où le transport solide peut être évalué par une formule de capacité de transport (éventuellement affiné par l'équation de chargement: équation 6.15), l'évolution des fonds est gérée par l'équation de conservation de la masse ou équation d'Exner:

$$(1 - p) \frac{\partial A_s}{\partial t} + \frac{\partial Q_s}{\partial x} = q_{s,lat} \quad (6.18)$$

avec p la porosité du matériau, A_s la section solide, Q_s le débit solide selon l'axe de l'écoulement et $q_{s,lat}$ les apports solides latéraux.

6.3.5.2 Équation d'advection-dispersion

L'équation d'advection-dispersion permet de calculer l'évolution des concentrations pour une classe de sédiments le long du réseau modélisé :

$$\frac{\partial(A_w C)}{\partial t} + \frac{\partial(CQ)}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} \left(A_w D_x \frac{\partial C}{\partial x} \right) + (E - D)W + q_L C_L \quad (6.19)$$

dans laquelle C est la concentration (en g/l) moyennée sur la section mouillée de l'écoulement A_w , t le temps, $Q = A_w U_m$ le débit liquide, U_m la vitesse moyenne sur la section, D_x le coefficient de dispersion longitudinale, E et D les taux d'érosion et de dépôt, W la largeur de la rivière, et q_L et C_L les débit et concentration latéraux.

Il existe de nombreuses équations empiriques pour le coefficient de dispersion longitudinale D_x qui peuvent s'écrire sous la forme :

$$D_x = a \left(\frac{U}{u_*} \right)^b \left(\frac{W}{H} \right)^c \quad (6.20)$$

Launay *et al.* (2015) ont observé que la formule d'Iwasa et Aya (1991) ($a = 2$, $b = 0$, et $c = 1,5$) donnait les meilleurs résultats sur les rivières alpines et de piedmont.

6.3.5.3 Taux d'érosion et de dépôt

Une des difficultés dans la résolution de l'équation 6.19 est l'estimation des taux d'érosion et de dépôt. Le terme d'érosion est généralement estimé à partir de l'équation de Partheniades (1965), qui s'apparente à une formule de transport par charriage :

$$E = M_E \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} - 1 \right) \quad (6.21)$$

où M_E est le coefficient d'érosion ($\text{kg/m}^2/\text{s}$). Il existe une très forte variabilité pour le terme M_E . Ternat *et al.* (2008) ont cependant montré un lien entre M_E et τ_{cr} . La contrainte critique de mise en mouvement peut être estimée à partir du diagramme de Shields (voir paragraphe 3.2.2 page 54). Il faut cependant avoir en tête que cette valeur peut être beaucoup plus élevée dans le cas des sédiments fins (cohésifs) s'il y a consolidation.

Le terme de dépôt est généralement modélisé avec l'équation de Krone (1962) :

$$D = CW_s \left(1 - \frac{\tau}{\tau_{cr,d}} \right) \quad (6.22)$$

avec $\tau_{cr,d}$ la contrainte critique de dépôt. Il existe un débat sur la physique et l'existence de ce terme (Mehta *et al.*, 2014). En effet, l'existence du flux de chute $\Phi_w = CW_s$, quelle que soit la contrainte semble naturelle et implique $\tau_{cr,d} = \infty$.

Dans le modèle AdisTS, il a été proposé de combiner les équations 6.21 et 6.22, soit :

$$E - D = a_{ED} W_s (C_{eq} - C) \quad (6.23)$$

avec a_{ED} un coefficient, C_{eq} la concentration d'équilibre donnée par :

$$C_{eq} = C_0 \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}} - 1 \right) \quad (6.24)$$

où C_0 est la concentration de référence. Guertault *et al.* (2016) ont proposé après validation sur la retenue de Génissiat (Haut-Rhône français) $a_{ED} = 1$ et C_0 variant entre 1 g/l pour les argiles à 0,2 g/l pour les sables.

6.3.5.4 Conditions aux limites et calage du modèle

Conditions aux limites. Les conditions aux limites pour un modèle sédimentaire 1D sont en amont un sédimentogramme $Q_s(t)$ éventuellement calculé par une loi de capacité, soit $Q_s(Q)$. En aval, la condition sédimentaire est généralement laissée libre.

Calage du modèle. Le calage d'un modèle hydrosédimentaire peut se faire soit par comparaison avec des mesures de concentrations (modèle d'advection dispersion), des mesures de flux solides charriés (modèle d'Exner), soit par comparaison de bilans sédimentaires moyens par tronçon.

Nombre de Courant et condition CFL. Le nombre de Courant est un nombre sans dimension utilisé en modélisation numérique (et plus particulièrement en calcul par différences finies) pour évaluer la stabilité d'un calcul :

$$C_{CFL} = U_m \frac{\Delta t}{\Delta x} \quad (6.25)$$

où U_m est la vitesse moyenne de l'écoulement en 1D, Δt le pas de temps du calcul, et Δx le pas d'espace (distance entre deux transects en 1D). Ce nombre est connu pour son lien avec la condition de Courant–Friedrichs–Lewy (d'après Richard Courant, Kurt Friedrichs, et Hans Lewy) ou condition CFL ($CFL < a$, a constants souvent prise inférieure à 1) et consiste en une condition de convergence pour résoudre certaines équations aux dérivées partielles. Dans la pratique, il sert à donner le seuil dimensionnel sous lequel, pour un schéma numérique explicite, on observe une instabilité de calcul (erreur d'approximation) grandissant rapidement au fur et à mesure des calculs. Si la dimension de la grille est inférieure à la distance parcourue dans l'intervalle de pas de temps par l'onde la plus rapide que permet l'équation, l'erreur grandit et envahit la solution physique.

6.3.5.5 Répartition des érosions et dépôts

Dans le cas d'un modèle 1D, on parle d'une érosion (ou dépôt) moyen sur la section. La variation de la section solide A_s dans l'équation 6.18 implique en effet une unique valeur par section de calcul. Il peut cependant y avoir en même temps un dépôt en haut des berges et une érosion du lit mineur; ce que le modèle 1D ne peut donc pas reproduire.

Afin de pallier ces limites, de la même manière que pour le calcul du transport solide avec une répartition des contraintes (voir paragraphe 6.1.3 page 110), il existe des sous-modèles de répartition des dépôts et érosions permettant de mieux modéliser les évolutions des fonds. En général, les érosions sont réparties proportionnellement à la contrainte locale :

$$E \propto \tau_j \quad (6.26)$$

Il existe plusieurs options pour la répartition des dépôts. Pour un charriage prédominant, on peut supposer un transport selon la veine d'écoulement et utiliser une même répartition que pour l'érosion, permettant par ailleurs une meilleure stabilité du calcul :

$$D \propto \tau_j \quad (6.27)$$

Dans le cas d'une suspension prédominante et/ou un cours d'eau moins dynamique, on peut aussi supposer que les sédiments se déposent préférentiellement sur les zones de contraintes plus faibles, voire selon des couches horizontales :

$$D \propto 1/\tau_j \quad (6.28)$$

Ces choix ont bien évidemment un impact fort sur les résultats. La Figure 6.9 présente les résultats d'une modélisation 1D pour les mêmes cas d'étude sur la Loire moyenne que présentés Figure 6.7 page 115 avec un bilan sédimentaire simplifié. Sur cette Figure 6.9, le code m3ds indique que le modèle utilisé est le modèle hydro-sédimentaire avec évolution des fonds (code de calcul RubarBE) avec l'utilisation de la formule de transport de Meyer-Peter et Müller (1948) et une granulométrie longitudinale simplifiée selon la loi de Sternberg, avec une répartition des érosions sur la section proportionnelle à la contrainte locale et différentes options de répartition des dépôts (1: inversement proportionnelle à la contrainte, 2: par couches horizontales, 3: proportionnelle à la contrainte). Si les résultats sont globalement améliorés par rapport au bilan simplifié, une forte variabilité est observée selon les choix de répartition de l'érosion ou du dépôt (Camenen *et al.*, 2016). Les résultats les plus probants ont été obtenus avec une répartition asymétrique avec les équations 6.26 et 6.28 (m3ds1) et les plus mauvais en supposant une répartition par couche horizontale (m3ds2).

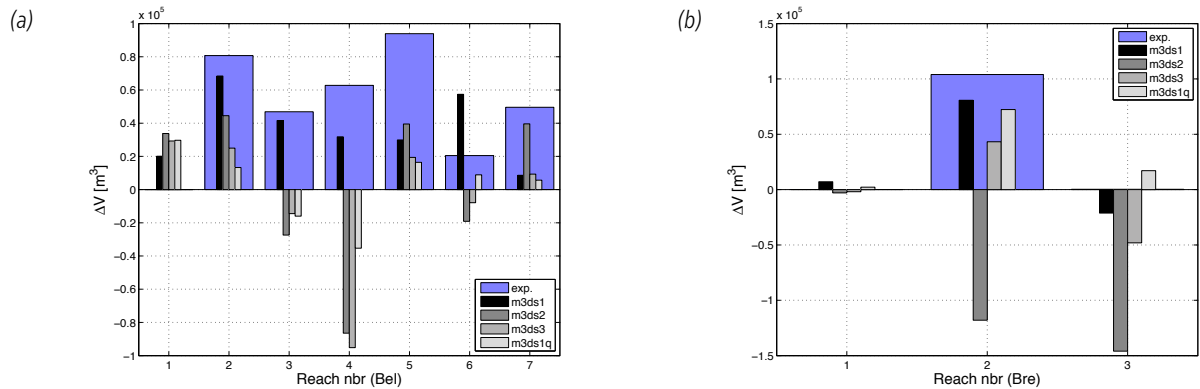


Figure 6.9. Bilans sédimentaires sur la base d'une modélisation 1D hydro-sédimentaire avec RubarBE appliqués à deux secteurs de la Loire moyenne: (a) Belleville, $\Delta t = 2$ ans et (b) Bréhémont, $\Delta t = 2$ ans (Camenen et al., 2016).

6.3.5.6 Intérêts et limites de la modélisation hydro-sédimentaire 1D

L'intérêt principal d'un code de calcul 1D hydro-sédimentaire est tout comme pour l'hydraulique sa capacité à résoudre une modélisation sédimentaire sur de longs tronçons (de plusieurs centaines de kilomètres) éventuellement maillés, et sur des temps très longs (plusieurs dizaines d'années) avec des temps de calculs courts (de l'ordre de grandeur de l'heure ou dizaines d'heures selon les cas). Les calculs 1D peuvent permettre d'obtenir des bilans sédimentaires réalistes à l'échelle du tronçon (Camenen et al., 2016). Encore une fois, il est cependant illusoire de vouloir prédire avec un code 1D une évolution locale des fonds avec précision.

La Figure 6.10 présente des résultats de simulation en comparaison avec des évolutions mesurées de la retenue de Génissiat. Il apparaît que le modèle AdisTS (Équation d'advection-dispersion en multiclassés) donne des résultats très corrects en particulier sur la partie aval de la retenue ($162 < PK < 172$) correspondant à la partie argilo-silteuse; le modèle RubarBE (Équation d'Exner avec une représentation simplifiée d_{50} et σ décrivant ici uniquement les sables) permet une bonne modélisation de la partie amont de la retenue ($174 < PK < 182$).

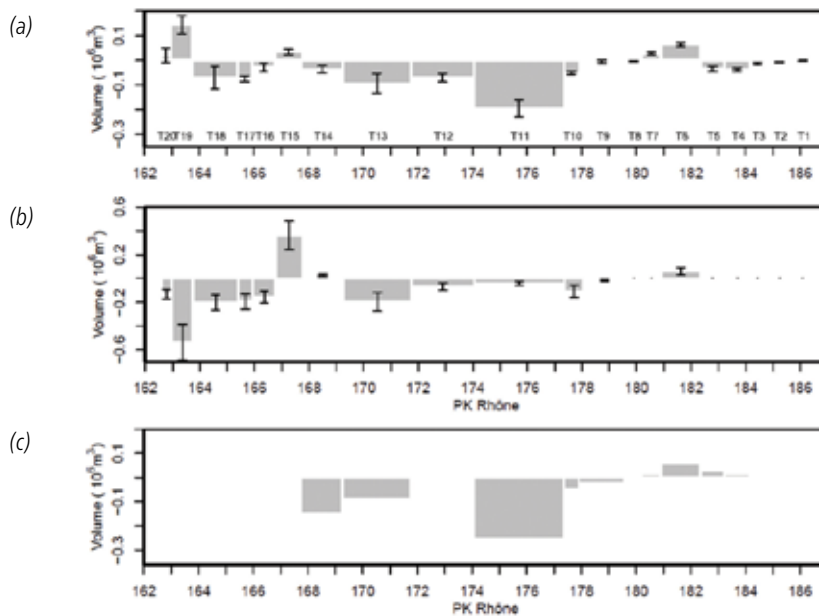


Figure 6.10. Bilan volumique dans la retenue de Génissiat suite à la chasse de 2003 : (a) mesuré, (b) simulé à l'aide du code AdisTS et (c) simulé à l'aide du code RubarBE (Guertault et al., 2018a).

6.3.6 Modélisation bi et tri-dimensionnelles

Les codes de calcul hydraulique bidimensionnel résolvent les équations de Barré-de-Saint-Venant (équations de Navier-Stokes moyennées sur la hauteur d'eau, souvent nommées *shallow water equation* en anglais ou équations en eau peu profonde) dans les deux directions du plan horizontal sous l'approximation hydrostatique

(formule d'équilibre de la pression valable dans un fluide au repos traduisant l'équilibre des forces de pression sous gravité); on parle souvent de codes 2DH. Il existe de nombreux codes disponibles comme Telemac2D (<http://www.opentelemac.org/>, développé à EDF-LNHE et majoritairement utilisé en France), Rubar20 (<https://www.irstea.fr/fr/rubar20>, développé à INRAE Lyon), Delft3D (Deltares, Pays Bas), Mike21 (DHI, Danemark), SRH2D (USBR, États-Unis), etc.

Les codes de calcul hydraulique 3D (OpenFoam parmi d'autres) restent principalement utilisés dans le cadre de la recherche. Certains modèles quasi-3D (résolution de la surface libre en 2D) comme Telemac3D sont aujourd'hui appliqués en rivière de façon courante.

6.3.6.1 Apports de la modélisation bi et tri-dimensionnelles

Le principal intérêt de la modélisation 2D (3D) est bien sûr d'avoir une meilleure description des écoulements, y compris des recirculations, des débordements etc. La modélisation 2D (3D) permet de se focaliser sur des tronçons complexes avec une meilleure prise en compte d'interaction avec des infrastructures (seuils, vannes, etc.). Par rapport à la modélisation 1D, il y a moins d'hypothèses de modélisation (différence, direction de l'écoulement) et les résultats sont plus représentatifs de la réalité, et donc plus visuels. La Figure 6.11 présente deux exemples de résultats issus de modèles 2D/3D illustrant le niveau des détails pouvant être obtenus pour l'hydraulique et pour l'évolution des fonds.

6.3.6.2 Limites de la modélisation bi et tri-dimensionnelles

Les limites de la modélisation 2D et 3D sont tout d'abord liées aux données souvent insuffisantes pour construire le modèle (bathymétrie détaillée) et/ou pour calibrer le modèle (mesures précises des écoulements). Aussi, il peut être facile d'être piégé par des résultats « esthétiques » mais faux car basés sur une géométrie trop peu précise et/ou une absence de calage/validation.

Il faut aussi bien avoir en tête que les temps de calculs s'accroissent de manière exponentielle entre le passage 1D-2D, puis 2D-3D; ceci du fait du nombre de nœuds de calcul (toujours plus élevé du fait de la prise en compte de plus de détails ou d'un besoin de respecter la condition CFL) et bien sûr de la complexité croissante des équations à résoudre.

6.4 Modèles physiques

Les modèles physiques restent très utilisés pour des projets de grande ampleur pouvant absorber leur coût (assez élevé comparativement à un modèle numérique). Ils permettent en effet de donner une vision plus proche de la réalité pour des phénomènes complexes que la modélisation numérique ne peut résoudre avec exactitude. Il existe en France trois principaux laboratoires travaillant sur des modèles physiques: EDF-LNHE, Chatou; Artelia, Grenoble; et CNR, Lyon.

6.4.1 Utilisation des modèles physiques

Les modèles physiques sont tout particulièrement utilisés dans les cas décrits ci-dessous :

- pour les problèmes ponctuels stabilité des ouvrages (affouillement) – barrage, piles de pont, épis, protection de berge, seuils en maçonnerie ou en enrochement. Dans ces cas, le temps n'intervient pas : problème de courantologie locale autour de la singularité. Le modèle physique est encore à l'heure actuelle le moyen le plus sûr de déterminer les affouillements ;
- pour les problèmes d'évolution morphologique (Fig. 6.12) :
 - évaluation de l'impact de certaines modifications (coupure de boucle, dérivation de débit liquide, barrages...),

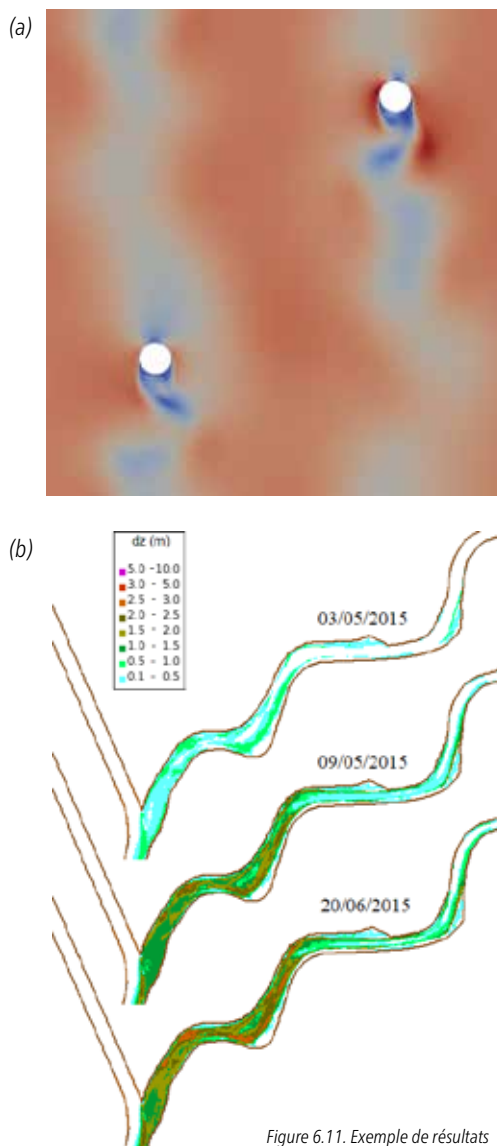


Figure 6.11. Exemple de résultats issus de modèles 2D/3D: champs de vitesse d'écoulement autour de cylindres avec le logiciel OpenFoam (M. Chatelain, INRAE) (a); évolution bathymétrique sur la partie aval de l'Isère suite à la crue de mai 2015 avec le logiciel Rubar20TS (INRAE, Camenen et al., 2019).

- évolution des fonds à moyenne échance, par exemple à la suite de crues de différentes intensités. Cela s'applique principalement aux rivières ou torrents à granulométrie non cohésive. Le modèle physique donne en général de bons résultats et peut permettre de restituer les lits en tresses, avec les bancs et les bras vifs multiples.

Une difficulté vient par contre avec la longueur d'étude limitée qui exclut l'utilisation d'un modèle physique dans les cas où les conditions aux limites peuvent avoir beaucoup d'importance (apports sédimentaires complexes). Les modèles numériques peuvent permettre de palier ce problème en repoussant les frontières (en prolongeant le modèle artificiellement par exemple) seulement s'ils reproduisent :

- la variation de la granulométrie suivant le cours d'eau, conforme à la variation naturelle ;
- une variation des fonds en fonction du temps, également conforme.

Il sera nécessaire d'introduire en amont un débit solide de composition et quantités inconnues ; ignorance aussi du débit solide sortant. Notamment si le lit est pavé, les apports solides sont complètement indéterminés. Or, ils peuvent sur un long modèle constituer une partie importante des matériaux du lit aval.



Figure 6.12. Exemple d'étude en modèle physique réalisé à la CNR : la rivière des Pluies (Île de la Réunion) : (a) photo du modèle, et (b) photo du prototype/nature.

6.4.2 Théorie des similitudes

Une difficulté importante pour les modèles physiques est le rapport d'échelle. Afin de lier le modèle au prototype, la théorie des similitudes est utilisée. Le plus souvent, la similitude de Froude est recherchée pour les écoulements, soit la conservation du nombre de Froude $F_r = U/\sqrt{gh}$ entre le modèle et le prototype. Dans certains cas où le régime est très turbulent ou lorsque l'écoulement est en charge, on retiendra la similitude de Reynolds (conservation du nombre de Reynolds $= Uh/\nu$). Dans le cas du transport solide, la similitude de Shields peut aussi avoir un fort intérêt, soit la conservation du nombre de Shields $\theta = (h/\nu)[(s-1)d]$.

N.B. Une des principales difficultés des modèles physiques est qu'il est quasi impossible de respecter une similitude de Froude, de Reynolds et de Shields en même temps.

Si on prend par exemple la similitude de Froude, on conserve donc le nombre de Froude entre le modèle et le prototype, soit :

$$\frac{F_{r,p}}{F_{r,m}} = \frac{U_p/\sqrt{gh_p}}{U_m/\sqrt{gh_m}} = V_r Z_r^{-1/2} = 1 \quad (6.29)$$

avec $V_r = U_p/U_m$ et $Z_r = h_p/h_m$ sont les ratios des vitesses et hauteurs entre le prototype et le modèle. Si $X_r = x_p/x_m$ le ratio des distances horizontales, on obtient donc les relations :

- $V_r = Z_r^{1/2}$: rapport des vitesses prototype et modèle ;
- $T_r = X_r V_r^{-1} = X_r Z_r^{-1/2}$: rapport des temps hydrauliques prototype et modèle ;
- $Q_r = V_r X_r Z_r = X_r Z_r = X_r Z_r^{3/2}$: rapport des débits prototype et modèle ;
- $S_r = Z_r X_r^{-1}$: rapport des pentes prototype et modèle ;
- $R_r = V_r Z_r V_r^{-1} = Z_r^{3/2}$: rapport des nombres de Reynolds.

Si on prend par exemple un modèle distordu avec $Z_r = 1/25$ et $X_r = 1/50$, le rapport des vitesses sera donc de $V_r = 1/5$, et le rapport des temps hydrauliques de $T_r = 1/10$. Les vitesses du modèle seront donc 5 fois plus faibles que pour le prototype et un hydrogramme sera reproduit 10 fois plus rapidement.

Plus particulièrement sur les modèles avec transport solide, Bouchard *et al.* (2009); El kadi Abderrezzak *et al.* (2014) ont montré la nécessité d'avoir une bonne représentation des écoulements (similitude de Froude et similitude de frottement), et une bonne représentation des conditions de début de mouvement des matériaux et du transport solide (similitude de Shields). Ils ont ainsi obtenu en plus de la similitude de Froude, les relations suivantes :

- similitude de Shields :

$$\frac{\theta_r}{\theta_m} = \frac{h_p/h_m I_p/I_m}{(s-1)_p/(s-1)_m d_p/d_m} = \frac{Z_r^2 X_r^{-1}}{\Gamma_r D_r} = 1 \quad (6.30)$$

avec Γ_r le rapport des densités déjaugées prototype et modèle et D_r le rapport des diamètres des particules prototype et modèle ;

- similitude de frottement. En partant des deux évaluations de la contrainte de cisaillement (voir équations 3.5 et 3.14), on obtient après développement :

$$D_{90,r} = Z_r^4 X_r^{-3} \quad (6.31)$$

avec $D_{90,r}$ le rapport des diamètres grossiers (à 90 % de passant en masse) des particules prototype et modèle ; similitude du Reynolds de frottement particulaire $\Re_* = u_* d/\nu$. Si l'on reste dans un fluide de même viscosité (eau à 20°C avec $\nu \approx 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$), on a ;

$$\Re_{*,r} = \frac{\Re_{*,p}}{\Re_{*,m}} = Z_r X_r^{-1/2} d_r = 1 \quad (6.32)$$

L'échelle des temps sédimentologiques $T_{s,r}$ peut alors être estimée sur la base d'un calcul du transport solide avec une formule de capacité, soit :

$$T_{s,r} = X_r^2 Q_{s,r}^{-1} \quad (6.33)$$

où $Q_{s,r}$ est le rapport des capacités de transport calculées pour les prototype et modèle.



7 Synthèse opérationnelle

Si l'on veut pouvoir répondre aujourd'hui à la circulaire du 18 janvier 2013 relative à l'application des classements de cours d'eau en vue de leur préservation ou de la restauration de la continuité écologique (Art. L.214-17 du code de l'environnement), il semble fondamental de pouvoir quantifier le transport sédimentaire dans les cours d'eau de France, ne serait-ce que pour établir une définition du « transfert suffisant des sédiments ».

Actuellement, les estimations du transport solide se font souvent très grossièrement à la limite du qualitatif (à dire d'expert). Des lois de transport solide sont appliquées sur la base d'hypothèses très fortes (pente d'écoulement constante quel que soit le débit et égale à la pente du fond, application de la formule de Manning-Strickler sur une section simplifiée du cours d'eau pour établir une relation $H_m(Q)$, où H_m est la hauteur d'eau moyenne dans le cours d'eau). Et généralement, ceci est fait en absence de données pour valider les résultats (données de transport solide mais aussi de granulométrie des sédiments en place et des sédiments transportés). Ceci implique des incertitudes de plusieurs ordres de grandeur sur les estimations du transport solide. À cela se rajoutent les incertitudes liées aux apports solides, à la variabilité de la granulométrie sur un cours d'eau et au potentiel armurage, voire pavage de la couche de fond modifiant la contrainte critique de mise en mouvement des sédiments (voir paragraphe 3.2.2 page 54). Si l'armurage est à peu près connu (Chin *et al.*, 1994), le pavage est un phénomène complexe de stabilisation et accroissement de la granulométrie à long terme de la couche de surface du lit suite à une incision de ce dernier du fait d'une quasi-absence d'apport sédimentaire mais aussi d'une relative réduction de la puissance de l'écoulement (Bray et Church, 1980; Malavoi *et al.*, 2011). Dans le cas d'un phénomène de pavage, la contrainte critique de mise en mouvement des sédiments peut être telle que seule une crue décennale peut induire une dynamique sédimentaire. Si l'on omet les cas exceptionnels d'une couche pavée colmatée (voire cimentée), seules des mesures *in situ* du transport solide peuvent permettre de confirmer la présence d'un pavage plutôt qu'un simple armurage, et donc de mieux estimer la contrainte critique de mise en mouvement des sédiments sur le tronçon étudié.

Si l'utilisation d'un modèle semble indispensable pour quantifier le transport sédimentaire dans un cours d'eau, il est cependant nécessaire de réaliser un minimum de mesures afin de valider le modèle proposé (voir paragraphe 6.1.4 page 110). Différents modèles et méthodologies sont proposés dans ce guide technique afin de quantifier le charriage et la suspension graduée. S'il existe des variantes ne serait-ce que pour le calcul des contraintes au fond ou le choix des formules de transport, la démarche à adopter pour l'évaluation du transport solide et sa validation doit rester similaire. La description granulométrique des sédiments charriés (et donc de la couche de surface) est aussi importante. Recking (2010) a montré l'importance des sédiments les plus grossiers dans l'estimation du transport solide et a ainsi proposé une formulation du charriage principalement fonction du d_{84} .

7.1 Quelles mesures réaliser en fonction des objectifs de l'étude ?

Différentes méthodes de mesures *in situ* de la charge de fond et plus généralement de la dynamique d'une rivière ont été présentées dans ce guide technique. Les Tableaux 7.1 et 7.2 font un récapitulatif des différentes mesures possibles de la charge de fond, de leur applicabilité pour différents types de rivière, leurs intérêts et limites, ainsi qu'un ordre de grandeur de la facilité de mise en œuvre et du traitement de la donnée, et du coût de la mise en place de la mesure. L'objectif est ici d'aider à faire un choix de méthode(s) de mesure de la charge de fond en fonction du cours d'eau, des objectifs, et du budget à disposition. En terme de vision spatiale, on peut distinguer les mesures locales voire ponctuelles pour la suspension, les mesures moyennées (sur une section, une verticale, une ligne de courant), et les mesures permettant une vision spatialisée (ADCP). En terme de vision temporelle, on peut distinguer les mesures instantanées, les mesures moyennées sur des périodes plus ou moins longues, et les méthodes permettant d'établir des chroniques de mesure (relativement courte dans le cas de la trappe à sédiments, sur l'échelle d'une crue selon la capacité de la trappe).

Dans le tableau 7.2, nous considérons trois grands types de rivière, qui se distinguent par leur accès expérimental :

- les torrents et rivières de montagne accessibles à gué hors événement de crue ;
- les rivières alpines et de piedmont, généralement difficilement accessibles à gué et non-navigables ;
- les rivières de plaine et fleuves, *a priori* navigables.

Les estimations des coûts des matériels données dans ce document restent approximatives du fait de la forte variabilité liée aux différentes marques et travaux de génie civil induit. Pour le matériel américain, l'entreprise Ricky donne un listing exhaustif des coûts du matériel (http://www.rickly.com/ss/sediment_sampling.htm). Il faut cependant bien avoir en tête que le coût humain peut aussi monter très vite en particulier pour les campagnes topographiques, de prélèvements, ou de suivi de traceurs.

Quelle que soit la méthode, la mesure de la charge de fond *in situ* demeure difficile, souvent coûteuse en temps et en argent. Même si certaines techniques émergentes comme l'acoustique, les scans laser ou la diffraction laser sont prometteuses, elles nécessitent un calage avec des mesures plus classiques par prélèvement ainsi que des développements méthodologiques. Il faut aussi relativiser ces coûts par rapport aux coûts des restaurations de digues, reprofilages de rivières, essartements de bancs végétalisés, dragages etc. Une meilleure compréhension de la dynamique sédimentaire d'un cours d'eau doit permettre au final d'améliorer voire d'optimiser économiquement sa gestion.

La mise en place de programmes de mesure semble donc importante car elle permettrait le passage d'une vision qualitative à une vision quantitative de la dynamique sédimentaire. De plus, la création d'une base de données sur les mesures de charge de fond pourrait alimenter les études locales et la démocratisation de ce type de mesures permettrait ainsi une relative baisse des coûts.

Tableau 7.1 Récapitulatif des différentes méthodes de mesure de la charge de fond et leurs intérêts (Éch.: échantillon, instant.: instantané)

Méthode	Sédiments	Éch.	Vision spatiale	Vision temporelle	Mesure
Préleveur Helley-Smith	sable, galet	oui	locale	instantanée	flux
Préleveur Helley-Smith portable	sable	oui	locale	instantanée	flux
Préleveur Ehrenberger	sable, galet	oui	locale	instantanée	flux
Préleveur BTMA	sable	oui	local	locale	flux
Piège à sédiments	sable, galet	oui	section, global	moyenne/mois	flux
Trappe à sédiments	sable, galet	oui	locale	instantanée + crue	flux
Suivi de dune	sable	non	ligne courant	moyenne/heure	flux
Géophone	galets	non	local	instant. + chronique	flux
Hydrophone	galets	non	10 m	instant. + chronique	flux
Suivi de fond ADCP	sable, galet	non	section	instantanée	flux
Bouteille Niskin	limon, sable	oui	ponctuel	instantanée	concentration
Bouteille de Delft	sable	oui	ponctuel	moyenne/minute	flux
Préleveur iso-cinétique ponctuel	limon, sable	oui	ponctuel	moyenne/minute	flux
Préleveur iso-cinétique intégrateur	limon, sable	oui	verticale	moyenne/min	flux
Rétro-diffusion ADCP	sable	non	section, ponctuel	instantanée	flux
Échantillonneurs optiques et acoustiques	limon, sable	non	ponctuel	instantanée	flux
Marquage colorimétrique	sable, galet	oui	locale	moyenne/événement	τ_r
Tranpondeurs actifs	galet	—	locale	instant.	déplacement
Tranpondeurs passifs	galet	—	locale	moyenne/événement	déplacement
Mesures topographiques	—	non	tronçon	moyenne/événement	évolution
Chaînes d'érosion	sable, galet	non	locale	moyenne/événement	respiration

Tableau 7.2 Récapitulatif des différentes méthodes de mesure de la charge de fond et leur applicabilité
(Facilité Œuvre : facilité de mise en œuvre, Facilité Trait. : facilité de traitement des données [besoin de compétences techniques], Coût Instal. : coût des instruments et de l'installation, Coût Mesures : coût en personnel des campagnes de mesures)

Méthode	Torrent	Type de cours d'eau			Facilité Œuvre	Facilité Trait.	Coût Instal.	Coût Mesures
		Rivière alpine	Rivière de plaine	Écoulement				
Préleveur Helley-Smith	-	++	++	+	++	€	€€€	
Préleveur Helley-Smith portable	++	-	-	++	++	€	€€	
Préleveur Ehrenberger	--	+	++	+	++	€	€€€	
Préleveur BTMA	-	+	++	+	++	€	€€€	
Piège à sédiments	++	+/-	--	++	+	€€	€	
Trappe à sédiments	++	-	--	+	+	€€€	€	
Suivi de dune	--	-	++	-	--	€€	€	
Géophone	++	+/-	--	-	-	€€€	€	
Hydrophone	+	+	+	+/-	--	€	€	
Suivi de fond ADCP	--	-	+	+/-	--	€€€	€	
Bouteille Niskin	-	+/-	++	++	+	€	€	
Bouteille de Delft	--	+/-	++	+	+	€€	€€€	
Préleveur iso-cinétique ponctuel	--	+/-	++	+	+	€	€€€	
Préleveur iso-cinétique intégrateur	--	+/-	++	+	+	€	€€€	
Rétro-diffusion ADCP	--	-	++	+	--	€€€	€	
Échantillonneurs optiques et acoustiques	+/-	+/-	+	+/-	-	€€€	€€	
Marquage colorimétrique	++	+/-	--	++	++	€	€	
Tranpondeurs actifs	+	+/-	+/-	-	-	€€€	€€	
Tranpondeurs passifs	++	+/-	+	+/-	+	€	€€€	
Mesures topographiques	++	+/-	+	+	+/-	€	€€	
Mesures Lidar	++	+/-	+	+	+/-	€€€	€€	
Chaînes d'érosion	++	+/-	+/-	+/-	+	€	€€€	

++ : très adapté, + adapté, +/- : utilisable, - : peu adapté, -- : inadapté

€ : très peu coûteux, €€ : peu coûteux, €€€ : coûteux, €€€€ : très coûteux

7.2 Quelle méthode utiliser en fonction des objectifs de l'étude ?

Ce rapport technique ne se limite pas à la mesure mais porte aussi sur le traitement, l'analyse et l'utilisation de cette mesure pour la compréhension d'un site particulier. De la même manière que pour le transport solide, chacune de ces méthodes a un intérêt particulier. Le choix des méthodes est donc à ajuster selon les objectifs et le budget de l'étude. Dans le tableau 7.3, nous proposons une rapide synthèse des méthodes utiles pour une étude de cas selon différents cas typiques, qui se veut complémentaire des propositions faites par Malavoi *et al.* (2011). Par méthode, nous distinguons :

- approche géomorphologique: compréhension de la dynamique sédimentaire sur la base de données existantes (topographie, photographies, mesures d'extraction, témoignages);
- approche terrain: mise en place de mesures expérimentales complémentaires pour la mesure des flux et des évolutions morphologiques;
- approche ingénieur: utilisation de modèles simples (formules de capacité) pour la compréhension de la dynamique sédimentaire;
- modélisation numérique 1D;
- modélisation numérique 2D/3D;
- modélisation physique.

Il existe bien sûr une certaine subjectivité dans le tableau. Les méthodes avancées sont souvent complémentaires et chaque étude a ses spécificités. En particulier, certains outils plus coûteux (modélisation numérique complexe, mesure de terrain, modèle physique) ne sont souvent applicables que pour des projets de plus grande ampleur permettant d'absorber ces coûts.

7.3 Quelle modélisation réaliser en fonction des objectifs de l'étude ?

Dans l'objectif de réaliser des bilans sédimentaires, Camenen *et al.* (2016) ont discuté différentes méthodes allant de la plus simple sans calcul hydraulique (Modèle 1: calcul de la puissance spécifique simplifiée et application de la formule de Bagnold (1966)), avec un calcul hydraulique basé sur l'application de la formule de Manning-Strickler (Modèle 2: MS), ou avec une modélisation numérique 1D en instationnaire (Modèle 3). Le tableau 7.4 présente les avantages et inconvénients de chacune de ces méthodes.

Tableau 7.3 Synthèse des outils et mesures adaptées à quelques cas d'étude typiques

	Approche géomorphologique	Approche terrain	Approche ingénieur	Modélisation numérique 1D	Modélisation numérique 2D/3D	Modélisation physique
Évaluation globale du transport solide échelle bassin	***	*	*			
Évaluation globale du transport solide échelle tronçon	**	*	**	*		
Estimation de l'équilibre d'un tronçon	**	*	***	**		
Impact d'un ouvrage transversal (barrage, seuil)	**	**	**	**		
Impact d'un effacement d'ouvrage transversal	**	**	**	**		
Impact d'un ouvrage localisé (piles de pont)	*	**	*		**	**
Dimensionnement de curages localisés	**	*	**	*	*	
Plan de gestion hydro-sédimentaire	***		***	*		
Recalibrage de géométrie	**	*	***	**	*	*
Restauration hydro-sédimentaire (injection, élargissement, etc.)	**	***	**	**	**	
Expertise d'un événement extrême	***	*	***	*		

* : intéressant, ** : utile, *** : indispensable

Tableau 7.4 Synthèse des avantages et inconvénients des principales méthodes utilisées pour réaliser un bilan sédimentaire (Camenen et al., 2016)

Paramètres	Modèle 1 ω simp	Modèle 2 MS	Modèle 3 modèle 1D
Besoin en données géométriques ¹	+	+/-	-
Besoin en données sédimentaires ¹	-	--	--
Besoin en données hydrauliques ¹	++	+	-
Construction et calibration du modèle ¹	+	+/-	-
Estimation du transport solide ²	+/-	+	+
Estimation du bilan sédimentaire ²	-	-	+
Efficacité du calcul ²	++	+	+/-
Capacité de prédiction ²	-	-	+/-

1 : - très difficile, - difficile, +/- moyen, + simple, ++ très simple

2 : -- non adapté, - mauvais, +/- moyen, + bon, ++ très bon



Notations

Les unités pour chacune des variables sont données dans le système d'unité international ([-] indique que la variable est sans dimension).

α	[-]	Angle de la pente du fond ($\tan \alpha = I_f$)
β	[-]	Coefficient de Boussinesq
δ_a	[m]	Hauteur des antidunes
δ_d	[m]	Hauteur des dunes
δ_r	[m]	Hauteur des rides
δ_{sb}	[m]	Épaisseur de la couche charriée
δ_{sb}^*	[m]	Épaisseur adimensionalisée de la couche charriée ($\delta_{sb}^* = \delta_{sb}/h$)
Δh	[m]	Différence de hauteur d'eau
ϵ_v	[m ² /s]	Coefficient de diffusion turbulente verticale
η	[-]	Variable aléatoire de portance
Γ	[-]	Rapport de forme d'une section de rivière ($\Gamma = B/H$)
κ	[-]	Constante de von Karman ($\kappa = 0,41$)
λ	[m]	Longueur d'onde d'un méandres
λ_a	[m]	Longueur d'onde des antidunes
λ_d	[m]	Longueur d'onde des dunes
λ_r	[m]	Longueur d'onde des rides
μ_c	[-]	Coefficient multiplicateur pour les frottements de forme ($\mu_c = (C_{d, forme}/C_{d, grain})^{3/2}$)
ν	[m ² /s]	Viscosité cinématique de l'eau ($\nu = 10^{-6}$ m ² /s pour une température de l'eau de 20°C)
ω	[-]	Puissance spécifique
ω_{cr}	[-]	Puissance spécifique critique de mise en mouvement des particules
ϕ_s	[-]	Angle de stabilité des sédiments
Φ_b	[-]	Flux sédimentaire par charriage adimensionnalisé
Φ_s	[-]	Flux sédimentaire par suspension adimensionnalisé
Φ_w	[kg/m ² /s]	Flux de chute
ρ	[kg/m ³]	Masse volumique de l'eau ($\rho = 1\,000$ kg/m ³)

ρ_s	[kg/m ³]	Masse volumique du sédiment ($\rho_s \approx 2\,650\text{ kg/m}^3$ pour de la silice)
σ_d	[-]	Étendue granulométrique
σ_s	[-]	Nombre de Schmidt
τ_f	[Pa]	Contrainte de cisaillement au fond
τ_{fm}	[Pa]	Contrainte de cisaillement au fond moyenne sur la section de l'écoulement
θ	[-]	Paramètre de Shields $\theta = \tau / [(\rho_s - \rho)gd]$
θ_{cr}	[-]	Paramètre de Shields critique de mise en mouvement des particules
a_{ED}	[-]	Coefficient
A_m	[m]	Amplitude d'un méandre
A_w	[m ²]	Surface de la section mouillée
B	[m]	Largeur du lit mineur d'une rivière
B_A	[m]	Largeur de la bande active d'une rivière
B_{LA}	[m]	Largeur effectivement active d'une rivière (sous l'eau)
c	[-]	Concentration volumique ($c = V_{solide}/V_{total}$)
c_a	[-]	Concentration volumique de référence à la cote z_a
c_{max}	[-]	Concentration volumique maximale $c_{max} = 1 - p \approx 0.65$
c_R	[-]	Concentration volumique de référence pour un profil vertical de Concentration exponentielle
c_{sb}	[-]	Concentration volumique dans la couche de charriage
C	[kg/m ³]	Concentration massique
C_{CFL}	[-]	Nombre de courant ou CFL ($C_{CFL} = u\Delta t/\Delta x$)
C_d	[-]	Coefficient de frottement adimensionnel
$c_{s,i}$	[-]	Concentration solide ($c_{s,i} = V_{solidei}/V_{solide}$)
C_{eq}	[g/l]	Concentration d'équilibre
C_m	[m/s]	Concentration solide moyennée sur la section mouillée
C_{onde}	[m/s]	Célérité d'une onde
d	[m]	Diamètre d'une particule
d_i	[m]	Diamètre correspondant au pourcentage i de passant en masse
d_{50}	[m]	Diamètre médian d'une population
d_*	[m]	Diamètre sédimentologique ($d_* = [(s - 1)g/v^2]^{1/3}d_{50}$)
D	[kg/m ² /s]	Taux de dépôt
f	[-]	Coefficient de frottement adimensionnel de Darcy-Weisbach
f_d	[-]	Fréquence de dépassement
E	[kg/m ² /s]	Taux d'érosion
F_i	[-]	Proportion en masse de la classe de taille d_i
F_r	[-]	Nombre de Froude ($F_r = U/\sqrt{gh}$)
F_s	[-]	Proportion de sable dans la couche sédimentaire
g	[m/s ²]	Accélération de la pesanteur (<i>gravité</i> , $g = 9,81\text{ m/s}^2$)
h	[m]	Tirant d'eau (profondeur locale de l'écoulement)
H	[m]	Charge hydraulique ($H = h + v_{moy}^2/(2g)$)
H_m	[m]	Hauteur d'eau moyenne sur une section de rivière
h_i	[m]	Profondeur locale d'une section de mesure
i	[-]	Indice, n° de verticale
l	[m/m]	Pente de la surface libre de la rivière

I_f	[m/m]	Pente moyenne du fond de la rivière
I_s	[-]	Indice de sinuosité $I_s = L_r/L_v$
I_t	[-]	Indice de tressage
j	[-]	Indice
J	[m/m]	Pente d'énergie de la rivière
J_f	[m/m]	Perte de charge par frottement
J_p	[m/m]	Perte de charge singulière
k	[-]	Indice
k_s	[m]	Hauteur de rugosité hydraulique
k_w	[1/m]	Nombre d'onde ($k = 2\pi/\lambda$)
K_s	[m ^{1/3} /s]	Coefficient de Strickler
K_{sf}	[m ^{1/3} /s]	Coefficient de Strickler de forme
K_{sg}	[m ^{1/3} /s]	Coefficient de Strickler de grain
L_p	[m]	Distance moyenne d'un saut d'une particule
L_r	[m]	Longueur de l'axe de la rivière
L_v	[m]	Longueur de l'axe de la vallée
M	[kg]	Masse sèche d'un échantillon
M_E	[kg/m ² /s]	Coefficient d'érosion
n	[-]	Nombre, occurrences
n	[s/m ^{1/3}]	Coefficient de frottement de Manning
N	[-]	Nombre de points constituant un maillage
p	[-]	Porosité
p_h	[m]	Profondeur d'eau
p_e	[-]	Probabilité d'érosion
p_r	[-]	Probabilité d'occurrence
P	[Pa]	Pression hydrostatique
P_{lat}	[Pa]	Pression hydrostatique laterale
P_{pa}	[m]	Profondeur d'échantillonnage de la pipette d'Andreasen
P_R		paramètre de Rouse ($PR = Ws/(\kappa u_*^3)$)
P_w	[m]	Périmètre mouillé
q	[m ² /s]	Débit liquide spécifique (unitaire) ($q = Q/W$)
q_*	[-]	Débit liquide unitaire adimensionné ($q_* = q/\sqrt{gl_f d_{50}^3}$)
q_{lat}	[m ³ /s]	Débit d'apport latéral
q_{sb}	[m ³ /s/m]	Flux sédimentaire en charriage par unité de largeur
q_{ss}	[m ³ /s/m]	Flux sédimentaire en suspension par unité de largeur
Q	[m ³ /s]	Débit liquide
Q_{bf}	[m ³ /s]	Débit de plein bord
Q_s	[m ³ /s]	Débit solide
Q_{ss}	[m ³ /s]	Débit solide en suspension
\Re	[-]	Nombre de Reynolds ($\Re = Uh/\nu$)
\Re	[-]	Nombre de Reynolds particulaire ($\Re_* = W_s d/\nu$)
\Re_*	[-]	Nombre de Reynolds de frottement particulaire ($\Re_* = u_* d/\nu$)
\Re_k	[-]	Nombre de Reynolds de frottement ($\Re_k = u_* k_s/\nu$)

R_h	[m ²]	Rayon hydraulique
R_{hm}	[m ²]	Rayon hydraulique de la section mouillée $R_{hm} = S_w/P_w$
s	[-]	Densité du matériau ($s = \rho_s/\rho = 1,65$ pour de la silice)
S_p	[m ²]	Surface de la section d'entrée de l'embout d'un préleveur
T_p	[s]	Durée d'une mesure, d'un prélèvement
T_u	[NTU]	Turbidité
u	[m/s]	Vitesse locale du courant dans la direction de l'écoulement
u_*	[m/s]	Vitesse de frottement au fond ($u_* = \sqrt{\tau_b/\rho}$)
U	[m/s]	Vitesse du courant dans la direction de l'écoulement moyennée sur la verticale
U_m	[m/s]	Vitesse du courant dans la direction de l'écoulement moyennée sur la section mouillée
U_s	[m/s]	Vitesse du courant au niveau de la surface libre
U_{sb}	[m/s]	Vitesse de la couche charriées
V	[m ³]	Volume d'un échantillon
W	[m]	Largeur mouillée (au miroir) de la rivière
W_{bf}	[m]	Largeur de la rivière au plein bord
W_p	[m/s]	Vitesse de descente et remontée d'un préleveur intégratif
W_s	[m/s]	Vitesse de chute d'une particule
x	[m]	Vitesse locale du courant dans la direction de l'écoulement
z_0	[m]	Longueur de rugosité
z_a	[m]	Niveau de référence pour la suspension
z_b	[m]	Cote du fond
z_{ref}	[m]	Cote de référence / zéro échelle d'une station hydrométrique
z_w	[m]	Cote de la surface libre



Glossaire

La terminologie anglaise est donnée en italique.

- **Affluent (*tributary*)** - Se dit d'un cours d'eau qui rejoint un autre cours d'eau, généralement plus important, en un lieu appelé confluence.
- **Alluvion (*alluvium*)** - Ensemble des matériaux (galets, graviers, sables) apportés et déposés par les eaux courantes, spécialement lors de crues, dans les plaines d'inondation.
- **Amont (*upstream*)** - Ce qui vient avant le point considéré, dans le sens de l'écoulement.
- **Atterrissement (*alluviation*)** - Dépôt de matériaux solides par un cours d'eau dans son propre lit ou dans le fond d'un barrage réservoir.
- **Aval (*downstream*)** - Ce qui vient après le point considéré, dans le sens de l'écoulement.
- **Barrage (*dam*)** - Ouvrage, muni de vannes ou d'autres dispositifs de contrôle, construit en travers du lit d'une rivière pour commander le niveau de l'eau en amont, pour régulariser l'écoulement ou pour dériver l'eau vers un autre cours d'eau.
- **Bassin versant (*watershed*)** - Surface considérée à partir d'un exutoire (point de sortie des eaux, point aval), limitée par le périmètre à l'intérieur duquel se rassemblent les eaux précipitées qui s'écoulent en surface et en souterrain vers cet exutoire. L'aire de collecte des eaux superficielles correspond au bassin versant topographique, celle des eaux souterraines, au bassin versant hydrogéologique et la réunion des deux correspond au bassin versant réel. La ligne de partage des eaux (superficielles et/ou souterraines) constitue la limite entre bassins versants voisins.
- **Bathmétrie (*bathymetry*)** - Mesure des profondeurs d'eau dans le but de déterminer la topographie des fonds aquatiques en rivière ou en côtier.
- **Berge (*bank*)** - Talus bordant le lit d'un cours d'eau.
- **Bief (*reach*)** - Tronçon de chenal entre deux sections transversales définies.
- **Bilan sédimentaire (sediment budget)** - Bilan sur la fraction solide sur la base de différence de flux ou de différence de volume.
- **Canal (*canal/channel*)** - Ouvrage hydraulique alimenté par prélèvement d'eau des cours d'eau ou plans d'eau et principalement destiné à la navigation, le drainage, l'irrigation ou la régulation des débits.
- **Charge (*pressure head*)** - Hauteur utile (exprimée en mètre) entre un point amont et un point aval qui va déterminer l'énergie réelle à fournir pour passer de l'état aval à l'état amont, soit de la somme de la hauteur de la lame déversante h (énergie potentielle) et du terme $v_{moy}^2/(2g)$ (énergie cinétique).
- **Charriage (*bedload*)** - Ensemble des sédiments se déplaçant sur le fond du lit de la rivière par glissement, roulement, ou petits sauts (saltation).
- **Charge de fond** - Ensemble des sédiments se déplaçant dans une rivière avec une forte interaction avec le fond. La charge de fond inclut charriage et suspension graduée.

- **Chasse de barrage (*dam flushing*)** - Opération visant à abaisser le niveau d'eau et à augmenter les vitesses d'écoulement afin d'entraîner une partie des sédiments retenus par un barrage. La chasse de barrage consiste en l'ouverture des vannes, permettant ainsi de limiter l'encombrement du barrage et les risques d'inondation qui y sont liés. Cette opération peut cependant avoir des effets néfastes sur le milieu en aval (diminution du taux d'oxygène dans l'eau, obstruction de branchies des poissons par les matières en suspension...).
- **Chenal (*channel*)** - Surface longitudinale comprenant le lit et les rives dans lesquels l'écoulement à surface libre se produit. Un lit peut comporter plusieurs chenaux.
- **Chenal d'étiage (*low flow channel*)** - Partie du lit d'un cours d'eau occupée par les plus basses eaux. Il correspond au débit d'étiage.
- **Cohésion (*cohesion*)** - Propriété d'un sol ou matériau permettant aux particules le constituant de rester associées les unes aux autres.
- **Consolidation (*consolidation*)** - Processus par lequel la teneur en eau d'un sol saturé diminue, sans remplacement de l'eau par l'air. Le plus souvent c'est par tassement, sous l'action à long terme des charges statiques, que s'effectue cette compaction avec expulsion de l'eau interstitielle.
- **Crête, seuil (*crest/sill*)** - Ligne ou surface définissant le sommet d'un déversoir.
- **Débitmètre (*flowmeter*)** - Appareil de mesure fixe permettant de mesurer directement la section mouillée (à travers un niveau d'eau et une bathymétrie) et la vitesse débitante (à travers une vitesse caractéristique de l'écoulement). Le principe de mesure de vitesse peut être électromagnétique, acoustique Doppler, acoustique à temps de transit, etc.
- **Débit liquide ou solide (*liquid/solid discharge*)** - Volume liquide ou solide qui traverse une section transversale d'un cours d'eau par unité de temps (peut aussi être exprimé en masse par unité de temps).
- **Débit de plein bord (*bankfull discharge*)** - Débit liquide correspondant au plein remplissage du lit mineur. Pour une rivière à l'équilibre non influencée, ce débit correspond au débit morphogène.
- **Débit effectif (*effective discharge*)** - Débit liquide pour lequel le débit solide moyen annuel transporté est maximal.
- **Débit morphogène (*morphogenic discharge*)** - Débit liquide ayant un impact majeur sur la morphodynamique de la rivière.
- **Débit réservé (*compensation water*)** - Débit minimal éventuellement augmenté des prélèvements autorisés sur le tronçon influencé.
- **Échantillonneur (*sampler*)** - Appareillage utilisé pour prélever un échantillon d'eau, de façon intermittente ou continue, en vue de l'examen de diverses caractéristiques définies.
- **Éclusée (*hydropeaking*)** - Volume d'eau lâchée à partir d'un ouvrage hydraulique (ouverture d'une porte d'écluse, turbinage d'eau stockée dans un barrage réservoir...) et se traduisant par des variations de débits brusques et artificielles.
- **Écoulement (*flow*)** - Mouvement d'un volume d'eau transitant dans un chenal.
- **Écoulement à surface libre (*open channel flow*)** - Écoulement dont la surface est en contact avec l'atmosphère (opposé à écoulement en conduite forcée, ou encore écoulement en charge).
- **Écoulement permanent (*steady flow*)** - Écoulement dont les caractéristiques (débit, hauteur d'eau, vitesse) ne varient pas au cours du temps.
- **Écoulement uniforme (*uniform flow*)** - Écoulement dont les caractéristiques (débit, hauteur d'eau, vitesse) ne varient pas d'une section à l'autre.
- **Énergie (*energy*)** - Dans le sens commun, l'énergie désigne tout ce qui permet d'effectuer un travail, fabriquer de la chaleur, etc.
- **Faciès (*facies*)** - Unité morphodynamique d'un cours d'eau, présentant une homogénéité longitudinale de la pente de la surface de l'eau et des distributions des hauteurs d'eau, des vitesses du courant et de la granulométrie du substrat.
- **Fleur d'eau (*water surface*)** - Point situé au niveau de la surface de l'écoulement, mesuré le plus souvent à l'intersection de la surface libre et du fond.
- **Forêt alluviale (*alluvial forest*)** - Une forêt alluviale est une forêt croissant sur une zone alluviale pouvant être inondée lors de crues. Elle comporte souvent une partie riveraine sur les berges des cours d'eau, la ripisylve. En termes de services écosystémiques elle joue un rôle de zone tampon pour l'eau.
- **Frayère (*spawning bed*)** - Lieu de reproduction des poissons et de dépôt des oeufs.

- **GEMAPI** - Gestion des milieux aquatiques et prévention des inondations.
- **Hydraulique (*hydraulics*)** - Discipline scientifique qui se rapporte à l'écoulement de l'eau (ou éventuellement d'autres liquides) dans les chenaux naturels ou artificiels, les conduites, ou à travers des ouvrages quelconques.
- **Hydraulique fluviale (*river hydraulics*)** - Branche de l'hydraulique qui traite essentiellement de l'écoulement à surface libre de l'eau dans les cours d'eau naturels ou artificiels (par exemple, les canaux).
- **Hydrologie (*hydrology*)** - Discipline scientifique qui se rapporte à l'eau, au cycle de l'eau et par extension, technique d'évaluation et de gestion des ressources en eau.
- **Hydrométrie (*hydrometry*)** - Méthodologie et technologie de la mesure des hauteurs d'eau et des débits dans les cours d'eau. Par extension, on y inclut aussi la mesure du transport solide.
- **Hydromorphologie (*hydromorphology*)** - Étude de la morphologie et de la dynamique des cours d'eau, notamment l'évolution des profils en long et en travers, et du tracé planimétrique. Elle vise à définir la forme des bassins hydrographiques, la densité et l'organisation du drainage.
- **Inondation (*flood*)** - Submersion lente ou rapide d'installations ou habitations, liée au débordement des eaux souterraines ou superficielles, lors d'une crue ou d'un ruissellement consécutif à des événements pluvieux.
- **Jaugeage liquide ou solide (*water/sediment gauging*)** - Ensemble des opérations destinées à mesurer le débit liquide ou solide d'une rivière en un point donné, pour un instant donné (plus ou moins long) et pour une hauteur d'eau donnée.
- **Largeur au miroir (*river width*)** - Distance rectiligne comprise entre les deux points de fleur d'eau, en rive droite et rive gauche.
- **Lit anastomosé (*anastomosed system*)** - Système fluvial peu énergiques, caractérisés par des chenaux multiples, étroits, profonds et stables où domine le transport en suspension.
- **Lit à méandres (*meandering channel*)** - Système fluvial caractérisé par un lit unique avec une sinuosité très marquée et continue pouvant être très dynamique (érosion de l'extrados de la courbe et un dépôt sur l'intrados). Les rivières à méandres sont généralement des cours d'eau de plaine aux pentes moyennes ou faibles présentant un ratio d'aspect petit.
- **Lit divaguant (*wandering channel*)** - Style fluvial intermédiaire entre le lit en tresses et le lit à méandres. Il est caractérisé par un chenal principal mobile dans un lit relativement large et d'un ou plusieurs chenaux secondaires.
- **Lit en escaliers (*step-pool system*)** - Style fluvial caractéristique des torrents à forte pente, formé d'une succession de seuils naturels « accrochés » aux berges et composés de sédiments très grossiers (métriques) et de mouilles.
- **Lit en tresses (*braided system*)** - Style fluvial caractérisé par de des chenaux multiples divergents et convergents qui sont modifiés à chaque crue importante. Ce style se retrouve généralement en piedmont et n'est possible que si les apports amont sont supérieurs ou égaux à la capacité de transport de la rivière et si la rivière a un espace de liberté suffisant avec une pente faible.
- **Lit majeur (*flood plain*)** - Zone occupée par les eaux de la rivière au moment des crues. On parle souvent de plaine d'inondation, au delà des digues de protection.
- **Lit mineur (*main channel*)** - Partie de la vallée utilisée en temps normal (en dehors des périodes de grandes eaux) pour l'écoulement des eaux de la rivière.
- **Lit moyen (*medium channel*)** - Zone intermédiaire du lit d'une rivière (lit mineur) en dehors du chenal d'étiage, et incluant berges et bancs.
- **MES (*SSM, Suspended Sediment Matter*)** - Matière en suspension. Particule solide, minérale ou organique, en suspension dans l'eau. Les MES incluent en théorie toute les matières en suspension mais sont souvent assimilées à la suspension de lessivage (excluant la suspension graduée de sable).
- **Mouille (*pool*)** - Partie d'un cours d'eau profonde à écoulement lent et peu turbulent au dessus d'un fond peu grossier (sable/graviers) et souvent associé à un radier (*riffle-pool*).
- **Nappe alluviale (*alluvial sheet*)** - Formation alluviale mince recouvrant le substratum d'une basse-plaine, d'une terrasse, d'un glacis.
- **Nappe phréatique (*water table*)** - Nappe d'eau libre sous laquelle le sol est sursaturé.
- **Niveau piézométrique (*piezometric level*)** - Niveau mesuré, soit comme une profondeur, soit comme une élévation par rapport à un repère, auquel se stabilise la surface de l'eau dans le tuyau d'un piézomètre installé dans une couche de sol.

- **Nombre de Courant (*Courant–Friedrichs–Lewy number*)** - Nombre sans dimension utilisé en informatique et en mathématiques et plus particulièrement en calcul par différences finies. Ce nombre porte le nom de Richard Courant, mathématicien allemand et est aussi connu sous le terme de condition CFL (Courant–Friedrichs–Lewy).
- **Préleveur (*sampler*)** - Appareillage utilisé pour prélever un échantillon d'eau et/ou de matière intermittente ou continue, en vue de l'examen de diverses caractéristiques définies (voir aussi Échantillonneur).
- **Profileur de courant (*flow profiler*)** - Appareil de mesure de profils de vitesse le long d'une verticale de mesure, par effet Doppler acoustique (ADCP).
- **Radier (*riffle/apron*)** - Partie d'un cours d'eau peu profonde à écoulement rapide et très turbulent au-dessus d'un fond grossier (graviers/galets) et souvent associé à une mouille (*riffle-pool*). Partie inférieure de la section d'un chenal (par exemple, fond d'un canal, partie bétonnée au fond de la rivière sous un pont...).
- **Recalibrage de cours d'eau (*river reshaping*)** - Intervention qui consiste à reprendre en totalité le lit et les berges d'un cours d'eau pour notamment augmenter la capacité hydraulique du tronçon.
- **Régime critique (*critical regime*)** - État de l'écoulement dans lequel l'énergie totale est minimale pour un débit déterminé (correspond à la limite entre régime torrentiel et régime fluvial).
- **Régime fluvial/subcritique fluvial (*subcritical regime*)** - État de l'écoulement pour lequel une perturbation à la surface de l'eau peut se propager vers l'amont (correspond à un écoulement à faible vitesse et forte hauteur d'eau).
- **Régime torrentiel/supercritique (*torrential/supercritical regime*)** - État de l'écoulement pour lequel une perturbation à la surface de l'eau ne peut pas se propager vers l'amont (correspond à un écoulement à forte vitesse et faible hauteur d'eau).
- **Réseau de mesures (*measurement network*)** - Dispositif de collecte de données correspondant à un ensemble de stations de mesure répondant à au moins une finalité particulière (réseau de mesures hydrométriques, réseau de mesures piézométriques...) et sur lesquelles sont effectués des mesures ou des prélèvements en vue d'analyses.
- **Restauration (*restoration*)** - La restauration d'un milieu aquatique (cours d'eau, zone humide, nappe...) consiste à favoriser le retour vers un état antérieur d'un écosystème dégradé par abandon ou contrôle raisonné de l'action anthropique.
- **Ripisylve (*ripisylvae*)** - Formations végétales arbustives et arborescentes linéaires qui se développent sur les berges des cours d'eau ou des plans d'eau situés dans la zone frontière entre l'eau et la terre.
- **Rive gauche/droite (*left/right bank*)** - Rive située à gauche/droite pour un observateur regardant vers l'aval.
- **Section (ou aire) mouillée (*wetted area*)** - Section transversale limitée par la surface du plan d'eau et la ligne du fond. Aire correspondante.
- **Section transversale (*cross-section*)** - Section d'un cours d'eau perpendiculaire à la direction principale du courant.
- **Sédiments (*sédiments*)** - Fragments de matière organique ou minérale produits par l'altération de matériaux du sol, alluviaux et rocheux; ces matières sont enlevées par l'érosion et transportées par l'eau, le vent, la glace et la gravité.
- **Seuil (*sill*)** - Ouvrage implanté dans le lit mineur d'un cours d'eau et permettant de rattraper un enfoncement excessif du lit lié à une extraction de matériaux ou à un ouvrage, par exemple. Il peut être un ouvrage bas, normalement submergé, construit à des fins diverses, éventuellement pour stabiliser la loi hauteur-débit d'un cours d'eau à une station, ou bien le dessus d'une digue ou de tout autre ouvrage, ou d'une levée naturelle, sur lesquels l'eau peut passer quand elle atteint un niveau suffisant.
- **Suspension (*suspended load*)** - Ensemble des sédiments se déplaçant sur la colonne d'eau avec une vitesse proche de la vitesse de l'eau.
- **Suspension graduée (*graded suspension*)** - Part de la suspension (sables principalement) en équilibre direct avec l'hydrodynamique locale et dont les concentrations diminuent très rapidement dans la colonne d'eau.
- **Suspension de lessivage (*washload*)** - Part de la suspension (argiles et limons principalement) ne dépendant pas de la capacité de transport locale de l'écoulement mais des apports amont, et dont la concentration est généralement supposée homogène sur la section du cours d'eau.
- **Thalweg** - Ligne formée par les points ayant la plus basse altitude, soit dans une vallée, soit dans le lit d'un cours d'eau.

- **Tirant d'eau (*water depth*)** - Hauteur d'eau à partir du point le plus bas de la section transversale d'un chenal. Distance entre le fond et la surface de l'eau.
- **Transport solide (*sediment transport*)** - Phénomène d'entraînement et de transport de matériaux solides (particules minérales et organiques) par un écoulement liquide d'intensité suffisante.
- **Tronçon (*reach*)** - Portion de cours d'eau de quelques centaines de mètres à quelques kilomètres. Les limites d'un tronçon peuvent être définies par la confluence d'un affluent, des modifications de la morphologie du lit ou de la vallée, etc.
- **Tronçon court-circuité (*by-passed reach*)** - Partie située entre la prise d'eau (le barrage) et la restitution (la centrale électrique). Le débit du tronçon court-circuité est artificiellement réduit, et est appelé débit réservé.
- **Turbulence (*turbulence*)** - État de l'écoulement d'un fluide, liquide ou gaz, dans lequel la vitesse présente en tout point un caractère tourbillonnaire: tourbillons dont la taille, la localisation et l'orientation varient constamment.
- **Vidange de plan d'eau (*reservoir emptying*)** - Opération consistant à vider le culot d'un barrage réservoir et/ou plan d'eau pour des motifs divers (entretien, visite d'ouvrage, réglementaire...). À ne pas confondre avec une chasse de barrage.



Bibliographie

Nous présentons ici l'ensemble des références citées dans cet ouvrage. Plus spécifiquement, nous conseillons la lecture d'ouvrages plus généraux ou plus complets sur certaines thématiques spécifiques discutées dans cet ouvrage.

Ouvrages généraux

Hydraulique et hydrologie générale

[1] Graf W. et M. Altinakar (1993), *Hydraulique fluviale: Écoulement permanent uniforme et non uniforme*. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes (PPUR), 261 p.

[2] Graf W. et M. Altinakar (1996), *Hydraulique fluviale: Écoulement non permanent et phénomènes de transport*. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes (PPUR), 379 p.

Hydrométrie

[3] André H., Audinet M., Mazeran, G. et Richer, C. (1976), *Hydrométrie pratique des cours d'eau*. Direction des études et recherches d'Électricité de France (EDF)- Éditions Eyrolles, 259 p.

[4] ISO 4363 (2002). *Measurement of liquid flow in open channels - methods for measurement of characteristics of suspended sediment*. Rapport technique, International Organization for Standardization.

[5] Rantz S.E. (1982), *Measurement and computation of streamflow: Volume 1, Measurement of stage and discharge*, *U.S. Geological Survey Water-Supply Paper 2175*, 284 p.

[6] Rantz S.E. (1982), *Measurement and computation of streamflow: Volume 2, Computation of discharge*, *U.S. Geological Survey Water-Supply Paper 2175*, 347 p.

[7] de Vries M. (1973). *On measuring discharge and sediment transport in river flow*. Rapport technique 106, Delft Hydraulics Lab., The Netherlands.

Granulométrie

[8] Bunte K. et Abt S. R. (2001). *Sampling surface and subsurface, particle-size distributions in wadable gravel- and cobble-bed streams for analyses in sediment transport, hydraulics, and streambed monitoring*. General Technical Report RMRS-GTR-74, United State Department of Agriculture, Forest service, Rocky Mountain Research Station, Fort Collins, Colorado, USA. 430 p.

[9] Syvitski J., éditeur (2007). *Principles, Methods and Application of Particle Size Analysis*. Cambridge University Press.

Transport solide

- [10] ISO/DTR 9212(2006). Hydrometry - methods of measurement of bedload discharge. Rapport technique, International Organization for Standardization.
- [11] ISO/TS 3716 (2006). Hydrometry - functional requirements and characteristics of suspended- sediment samplers. Rapport technique, International Organization for Standardization.
- [12] Malavoi J.-R., Garnier C. C., Landon N., Recking A. et Baran P. (2011). Eléments de connaissance pour la gestion du transport solide en rivière. Collection « Comprendre pour agir », Onema. 219 p.
- [13] Recking A., Richard D. et Degoutte G., éditeurs (2013). Torrents et Rivières de Montagne: dynamique et aménagement, Collection « Savoir faire ». Éditions Quae. 334 p.
- [14] Recking, A. (2017). Bedloadweb: Éléments de géomorphologie fluviale. Techreport, Irstea. Cahier 1: Les équations de transport solide; Cahier 2: La granulométrie des cours d'eau et sa mesure (57 p.); Cahier 3: La mesure du charriage en rivière (59 p.).
- [15] Soulsby R. (1997). Dynamics of marine sands, a manual for practical applications. Thomas Telford, ISBN 0-7277-2584, H.R. Wallingford, UK.
- [16] van Rijn L. (1993). Principles of sediment transport in rivers, estuaries and coastal seas. Aqua Publications, The Netherlands.
- [17] van Rijn L. (2007). Manual sediment transport measurements in rivers, estuaries and coastal seas. Aqua Publications, Blokszijl, The Netherlands. 500 p.
- [18] Yalin M. (1977). Mechanics of Sediment Transport. Pergamon Press, Oxford. 2nd edition.

Géomorphologie

- [19] Brierley G. J. et Fryirs K. A. (2005). Geomorphology and River Management. Blackwell.
- [20] Campy M., Macaire J.-J. et Grobois C. (2013). Géologie de la surface: Érosion, transfert et stockage dans les environnements continentaux. Dunod. 442 p.
- [21] Malavoi J.-R. et Bravard J.-P. (2010). Eléments d'hydromorphologie fluviale. Collection « Comprendre pour agir », Onema. 228 p.
- [22] Leopold L. B., Wolman M. G. et Miller J. P. (1964). Fluvial processes in geomorphology. W.H. Freeman and Co., San Francisco, USA. 522 p.
- [23] Schumm S. A. (1977). The Fluvial System. The Blackburn Press.
- [24] Yalin M. S. et Ferreira da Silva A. M. (2001). Fluvial processes. AIRH Monograph.

Références

- Ackers, P. et White, W. R. (1973). Sediment transport: New approach and analysis. *J. Hydraulic Division*, 99(11):2041–2061.99,100
- Alber, A. (2012). *L'espace de mobilité des cours d'eau à l'épreuve de la pratique: proposition de développements méthodologiques à l'interface de la géomorphologie fluviale et de l'ingénierie hydraulique*. Thèse de doctorat, Université Lumière Lyon 2.86
- Alber, A. et Piégay, H. (2011). Spatial disaggregation and aggregation procedures for characterizing fluvial features at the network scale: application to the Rhône basin (France). *Geomorphology*, 125:343–360.126,127
- Allen, J. R. L. (1985). *Principles of physical sedimentology*. George Allen et Unwin Ltd, London, UK.51
- Andermann, C., Crave, A., Gloaguen, R., Davy, P. et Bonnet, S. (2012). Connecting source and transport: Suspended sédiments in the nepal himalayas. *Earth Planet. Sci. Lett.*, 351- 352:158–170.101
- Antoine, G. (2013). *Dynamique des matériaux en suspension le long de rivières aménagées de montagne. Exemple de l'Arc en Maurienne et de l'Isère*. Thèse de doctorat, Université de Grenoble, Grenoble, France. 282 p.117
- Antoine, G., Jodeau, M., Camenen, B., Esteves, M., Némery, J. et Lauters, F. (2013). Estimation des flux de matières en suspension lors des chasses hydrauliques de l'Arc de 2006 à 2011. *La Houille Blanche*, 4:43–49.116
- Armijos, E., Crave, A., Espinoza, R., Fraizy, P., Dos Santos, A. L. M. R., Sampaio, F., De Oliveira, E., Santini, W., Martinez, J., Autin, P., Pantoja, N., Oliveira, M. et Filizola, N. (2017). Measuring and modeling vertical gradients in suspended sédiments in the solimões/amazon river. *Hydrological Processes*, 31(3):654–667.112
- Arnaud, F. (2012). *Approches géomorphologiques historique et expérimentale pour la restauration de la dynamique sédimentaire d'un tronçon fluvial aménagé: le cas du Vieux Rhin entre Kembs et Breisach (France, Allemagne)*. Thèse de doctorat, Université Lumière Lyon 2. 280 p.86
- Arnaud-Fassetta G et al. 2009. Fluvial geomorphology and flood-risk management. *Géomorphologie : Relief, Processus, Environnement* 2: 109–128
- Arnaud, F., Piégay, H., Vaudor, L., Bultingaire, L. et Fantino, G. (2015). Technical specifications of low-frequency radio identification bedload tracking from field experiments: Differences in antennas, tags and operators. *Geomorphology*, 238:37–46.84
- Ashmore, P. E. (1991). How do gravel-bed rivers braid? *Canadian J. Earth Sci.*, 28:326–341.15
- Ashworth P.J. (1996) - Mid-channel bar growth and its relation to local flow strength and direction. *Earth Surface Processes and Landforms*, 21, 103-123
- Asselman, N. E. M. (2000). Fitting and interpretation of sediment rating curves. *J. Hydrology*, 234:228–248.101
- ASTM (2007). Standard test method for determining sediment concentration in water samples. Rapport technique D3977-97R07, ASTM, West Conshohocken, PA, USA. 6 p.33,109
- Bagnold, R. (1966). An approach of sediment transport model from general physics. Rapport technique 422-vl, US Geol. Survey Prof. Paper.61,93,127,147
- Bagnold, R. A. (1980). An empirical correlation of bedload transport rates in flumes and natural rivers. *Proc. Royal Society of London, A*, 372(1751):453–473.60,61,62,97
- Bailard, J. (1981). An energetic total load sediment transport model for a plane sloping beach. *J. Geophysical Res.*, 86(C11):10938–10954.97
- Baily, B., Collier, P., Farres, P., Inkpen, R. et Pearson, A. (2003). Comparative assessment of analytical and digital photogrammetric methods in the construction of DEMs of geomorphological forms. *Earth Surface Proc. & Landforms*, 28:307–320.21
- Bakke, P. D., Basdekas, P. O., Dawdy, D. R. et Klingeman, P. C. (1999). Calibrated parker/klingeman model for gravel transport. *J. Hydraulic Eng.*, 125:657–660.50,65
- Barry, J. J., Buffington, J. M., Goodwin, P., King, J. G. et Emmett, W. W. (2008). Performance of bedload transport equations relative to geomorphic significance: predicting discharge and its transport rate. *J. Hydraulic Eng.*, 134:601–615.57
- Bathurst, J. C. (2007). Effect of coarse surface layer on bed-load transport. *J. Hydraulic Eng.*, 133:1192–1205.50,62

- Bayani C.M. (2008). The effect of river bend morphology on flow and timescales of surface water–groundwater exchange across pointbars. *Journal of Hydrology* 362(1–2): 134–141
- Béraud, C. (2012). *Modélisation numérique des impacts de recharges sédimentaires en rivière aménagée. Cas du Vieux-Rhin entre Kembs et Breisach*. Thèse de doctorat, Université C. Bernard, Lyon 1, Lyon, France. 252 p. (in French).86
- Bijker, E. (1967). Some considerations about scales for coastal models with movable bed. Rapport technique 50, Delft Hydr. Lab., The Netherlands.96
- Blott, S. J. et Pye, K. (2001). Gradstat: a grain size distribution and statistics package for the analysis of unconsolidated sédiments. *Earth Surface Proc. & Landforms*, 26(11):1237–1248.27
- Bouchard, J.-P., Jodeau, M. et El kadi Abderrezzak, K. (2009). Dimensionnement d'un modèle physique sédimentologique pour la restauration du transport solide sur le vieux rhin. In *Colloque SHF : Moèle physique hydrauliques*, pages 15–22, Lyon. SHF.142
- Brasington, J., Rumsby, B. T. et McVey, R. A. (2000). Monitoring and modelling morphological change in a braided gravel-bed river using high resolution GPS-based survey. *Earth Surface Proc. & Landforms*, 25:973–990.21
- Bravard, J. et Peiry, J. (1993). La disparition du tressage dans les Alpes françaises sous l'effet de l'aménagement des cours d'eau (19^{ème} - 20^{ème} siècles). *Zeitchrift für Geomorphologie*, 88:67–79. 19
- Bravard, J.-P. et Petit, F. (2000). *Les cours d'eau. Dynamique du système fluvial*. Armand Colin. 222 p.61
- Bray D.I. (1982). Regime equations for gravel-bed rivers. *Gravel-bed rivers*. Johns Wiley and Sons. 6,8, 217
- Bray, D. I. et Church, M. (1980). Armored versus paved gravel beds. *J. Hydraulic Division*, 106:1937–1940.143
- Brayslaw A.C., Frostick L.E., Reid I. (1983) - The hydrodynamics of particle clusters and sediment entrainment in coarse alluvial channels. *Sedimentology*, 30, 137-143.
- Brice, J. (1975). Air photo interpretation of the form and behavior of alluvial rivers. Rapport technique, U.S. Army Research Office, St Louis, MO.14,15
- Bridge, J. (2005). *Rivers and Floodplains*. Blackwell, Oxford.15
- Briggs, L., McCulloch, D. et Moser, F. (1962). The hydraulic shape of sand particles. *J. Sedimentary Petrology*, 32(4):645–656.
- Brousse G., Arnaud-Fassetta G. (2010). Caractérisation et évolution récente (1999-2010) du gradient granulométrique longitudinal dans les deux bras du Rhône deltaïque (France méditerranéenne), *Géomorphologie : relief, processus, environnement*, vol. 17 - n° 3 | 2011, 291-306.
- Brown, C. B. (1950). Sediment transportation. In *Engineering Hydraulics*, pages 769–857. H. Rouse, New York, USA, wiley édition.58
- Brush L.M. (1961). Drainage basins, channel and flow characteristics of selected streams in central Pennsylvania. *USGS Professional paper*. 282F. pp. 145-181
- Buffington, J. M. et Montgomery, D. R. (1997). A systematic analysis of eight decades of incipient motion studies, with special reference to gravel-bedded rivers. *Water Resources Res.*, 33(8):1993–2029.47
- Buffington J.M. et Montgomery D.R. (1999) - Effects of sediment supply on surface textures of gravel-bed rivers. *Water Resources Research*, 35, 3523-3530
- Buffington, J. M., Montgomery, D. R. (2013). Geomorphic classifications of rivers, in *Treatise on Geomorphology, Fluvial Geomorphology*, Vol. 9, Eds J.Shroder et E. Wohl (San Diego, CA: Academic Press), 730–767
- Bunte, K. et Abt, S. R. (2001). Sampling surface and subsurface, particle-size distributions in wadable gravel- and cobble-bed streams for analyses in sediment transport, hydraulics, and streambed monitoring. General Technical Report RMRS-GTR-74, United State Department of Agriculture, Forest service, Rocky Mountain Research Station, Fort Collins, Colorado, USA. 430 p.26,35,36,37
- Bunte, K., Abt, S. R., Potyondy, J. P. et Swingle, K. W. (2008). A comparison of coarse bedload transport measured with bedload traps and Helley-Smith samplers. *Geodinamica Acta*, 21(1-2):53–66.79
- Bunte, K. et Apt, S. R. (2005). Effect of sampling time on measured gravel bed load transport rates in a coarse-bedded stream. *Water Resources Res.*, 41(W11405):1–12.67,79
- Burtin, A., Bollinger, L., Vergne, J., Cattin, R. et Nabelek, J. L. (2008). Spectral analysis of seismic noise induced by rivers: A new tool to monitor spatio-temporal changes in stream hydrodynamics. *J. Geophysical Res.*, 113(B05301):1–14.81

- Burtin, A., Cattin, R., Bollinger, L., Vergne, J., Steer, P., Robert, A., Findling, N. et Tiberi, C. (2011). Towards the hydrologic and bed load monitoring from high-frequency seismic noise in a braided river: The "torrent de St Pierre", French Alps. *J. Hydrology*, 408:43–53.81
- Buscombe, D. (2013). Transferable wavelet method for grain-size distribution from images of sediment surfaces and thin sections, and other natural granular patterns. *Sedimentology*, 60:1709– 1732.38
- Butler, J. B., Lane, S. N., Chandler, J. H. et Porfiri, E. (2002). Through-water close range digital photogrammetry in flume and field environments. *Photogrammetric Records*, 99:419–439. 22,38
- Camenen, B. (2007). A simple and general formula for the settling velocity of particules in suspension. *J. Hydraulic Eng.*, 133(2):229–233.30
- Camenen, B. (2008). Settling velocity of sédiments at high concentrations. In Kusuda, T., Yamanishi, H., Spearman, J. et Gailani, J. Z., éditeurs: *Sediment and Ecohydraulics: Intercoh 2005, volume 9 de Proceedings in Marine Science*, pages 211–224. Elsevier. (Proceedings from Intercoh conference, Saga, Japan, 2005).31
- Camenen, B. (2012). Discussion of "understanding the influence of slope on the threshold of coarse grain motion: Revisiting critical stream power" by C. Parker, N.J. Clifford, and C.R. Thorne. *Geomorphology*, 139-140:34–38.47,48,62
- Camenen, B. (2014). Mesure *in situ* de la dynamique sédimentaire des cours d'eau. outils et méthodes. Rapport technique, Irstea-AERMC. 72 p.65
- Camenen, B. (2017). Effet des barrages sur la continuité sédimentaire. *La Houille Blanche*, 6:19–24. 12,13
- Camenen, B., Bayram, A. et Larson, M. (2006). Equivalent roughness height for plane bed under steady flow. *J. Hydraulic Eng.*, 132(11):1146–1158.44,46,87
- Camenen, B., Béraud, C., Le Coz, J. et Paquier, A. (2018a). 1d morphodynamic modelling using a simplified grain size description. *J. Hydraulic Res.*, 56(2):168–180.129
- Camenen, B., Dramais, G., Buffet, A., Thollet, F., Le Bescond, C., Lagouy, M., Berni, C. et Le Coz, J. (2018b). Estimation of sand suspension in a secondary channel of an alpine river. In *River Flow, Proc. 9th Int. Conf. on Fluvial Hydraulics*, numéro 04014 de E3S Web of Conferences 40, pages 1–8, Lyon, France.104
- Camenen, B., Dugué, V., Proust, S., Le Coz, J. et Paquier, A. (2009). Formation of standing waves in a mountain river and its consequences on gravel bar morphodynamics. In *6th IAHR symposium on River, Coastal and Estuarine Morphodynamics*, volume I, pages 65–72, Santa Fe, Argentine.52
- Camenen, B., Grabowski, R., Latapie, A., Paquier, A., Solari, L. et Rodrigues, S. (2016). On the estimation of the bed-material transport and budget along a river segment: application to the Middle Loire River, France. *Aquatic Sciences*, 78(1):71–81.127,128,137,138,147,149
- Camenen, B., Holubová, K., Lukać, M., Le Coz, J. et Paquier, A. (2011). Assessment of methods used in 1D models for computing bedload transport in a large river: the Danube River in Slovakia. *J. Hydraulic Eng.*, 137(10):1190–1199.47,96,121,122
- Camenen, B., Jaballah, M., Geay, T., Belleudy, P., Laronne, J. B. et Laskowski, J. P. (2012). Tentative measurements of bedload transport in an energetic alpine gravel bed river. In Murillo Muñoz, R. E., éditeur: *River Flow, Proc. 6th Int. Conf. on Fluvial Hydraulics*, pages 379–386, San Jose, Costa Rica.70,73,75,119,120
- Camenen, B., Jodeau, M. et Jaballah, M. (2013). Estimate of fine sediment deposit dynamics over a gravel bar using photography analysis. *Int. J. on Sediment Res.*, 28(2):220–233.39,40
- Camenen B., Le Coz J., Paquier A. et Lagouy M. (2010). An estimation of gravel mobility over an alpine river gravel bar (Arc en Maurienne, France) using PIT-tag tracers. River Flow 2010 International Conference, Braunschweig, Allemagne, Sept. 2010. pp. 953-960
- Camenen, B. et Larson, M. (2008). A general formula for noncohesive suspended sediment transport. *J. Coastal Res.*, 24(3):615–627.98,99
- Camenen B., Le Coz J., Paquier A. et Lagouy M. (2010). An estimation of gravel mobility over an alpine river gravel bar (Arc en Maurienne, France) using PIT-tag tracers. River Flow 2010 International Conference, Braunschweig, Allemagne, Sept. 2010. pp. 953-960
- Camenen, B., Le Coz, J., Dramais, G., Peteuil, C., Fretaud, T., Falgon, A., Dussouillez, P. et Moore, S. A. (2014). A simple physically-based model for predicting sand transport dynamics in the Lower Mekong River. In Schleiss, A. J., de Cesare, G., Franca, M. J. et Pfister, M., éditeurs: *River Flow, Proc. 7th Int. Conf. on Fluvial Hydraulics*, pages 2189–2197, Lausanne, Suisse.122,123
- Camenen, B., Naudet, G., Dramais, G., Le Coz, J. et Paquier, A. (2019). A multi-technique approach for evaluating sand dynamics in a complex engineered piedmont river system. *Science & Tech. Eau*, 657:485–497.139

- Carbonneau, P. E., Bergeron, N. E. et Lane, S. N. (2004). Catchment-scale mapping of surface grain size in gravel bed rivers using airborne digital imagery. *Water Resources Res.*, 40(W07202): 1–11.39
- Carbonneau, P. E., Bergeron, N. E. et Lane, S. N. (2005). Automated grain size measurements from airborne remote sensing for long profile measurements of fluvial grain sizes. *Water Resources Res.*, 41(W11426):1–9.39
- Carbonneau, P. E., Lane, S. N. et Bergeron, N. E. (2006). Feature based image processing methods applied to bathymetric measurements from airborne remote sensing in fluvial environments. *Earth Surface Proc. & Landforms*, 31:1413–1423.22
- Cassel, M., Dépret, T. et Piégay, H. (2017). Assessment of a new solution for tracking pebbles in rivers based on active RFID. *Earth Surface Proc. & Landforms*, 42:1938–1951.85
- Cassel, M., Piégay, H. et Lavé, J. (2016). Effects of transport and insertion of radio frequency identification (RFID) transponders on resistance and shape of natural and synthetic pebbles: applications for riverine and coastal bedload tracking: transport and rfid-insertion effects on the fragility of pebbles. *Earth Surface Proc. & Landforms*, 42(3):399–413.84
- Chapuis, M., Bright, C. J., Hufnagel, J. et MacVicar, B. (2014). Detection ranges and uncertainty of passive Radio Frequency Identification (RFID) transponders for sediment tracking in gravel rivers and coastal environments. *Earth Surface Proc. & Landforms*, 39:2109–2120.84
- Charlton F.G., Brown P.N., Benson R.W. (1978). The hydraulic geometry of some gravel rivers in Britain. *Hyd. Res. Stat. Rep.* 1T180. 48 p.
- Childers, D. (1999). Field comparisons of six pressure-difference bedload samplers in high-energy flow. Rapport technique 92-4068, U. S. Geological Survey, Water-Resources Investigations.66, 67,72,74
- Chin, C. O., Melville, B. W. et Raudkivi, A. J. (1994). Streambed armouring. *J. Hydraulic Eng.*, 120:899–918.49,143
- Chollet, J. et Cunge, J. (1980). New interpretation of some headloss - flow velocity relationship for deformable movable bed. *J. Hydraulic Division*, 17(1).99
- Church, M. et Hassan, M. A. (1992). Size and distance of travel of unconstrained clasts on a streambed. *Water Resources Res.*, 28:299–303.91
- Church M. (2006). Bed Material Transport and the Morphology of Alluvial River Channels. *Annual Review Earth Planetary Sciences*. 34:325-354.
- Church M. et Zimmermann A. (2007). Form and stability of step-pool channels: Research progress. *Water Resources Research*. W03415. 43, 21 p.
- Claude, N. (2012). *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 F. Rabelais, Tours.69
- Claude, N., Rodrigues, S., Bustillo, V., Bréhéret, J.-G., Macaire, J.-J. et Jugé, P. (2012). Estimating bedload transport in a large sand-gravel bed river from direct sampling, dune tracking and empirical formulas. *Geomorphology*, 179:40–57.69,79
- Comiti, F. et Lenzi, M. A. (2006). Dimensions of standing waves at steps in mountain rivers. *Water Resources Res.*, 42(W03411):1–13.52
- Corey, A. (1949). Influence of the shape on the fall velocity of sand grains. Mémoire de D.E.A., Colorado A & M College, Fort Collins, Colorado, USA.24
- Crave, A. (2017). Analyse de la relation concentration vs débit d'eau: méthodologie. *La Houille Blanche*, 6:7–10.101
- Crosato, A. et Mosselman, E. (2009). Simple physics-based predictor for the number of river bars and the transition between meandering and braiding. *Water Resources Res.*, 45(W03424):1–14. 13
- Cudden, J. R. et Hoey, T. B. (2003). The causes of bedload pulses in a gravel channel: the implications of bedload grain-size distributions. *Earth Surface Proc. & Landforms*, 28:1411–1428. 74,134
- Cunge, J. A., Holly Jr., F. M. et Verney, A. (1980). *Practical aspects of computational river hydraulics*. Pitman, London, UK. ISBN 0 273 08482 9.130,132
- Czuba, J. A., Straub, T. D., Curran, C. A., Landers, M. N. et Domanski, M. (2015). Comparison of fluvial suspended-sediment concentrations and particle-size distributions measured with in-stream laser diffraction and in physical samples. *Water Resources Res.*, 51:320–340.112

- Daubert, A. et Lebreton, J. C. (1967). Étude expérimentale et sur modèle mathématique de quelques aspects des processus d'érosion des lits alluvionnaires, en régime permanent et non- permanent. *In Proc. 12th IAHR Congress*, volume 3, pages 26–37, Fort Collins, Colorado, États-Unis.134
- de Vries, M. (1973). On measuring discharge and sediment transport in river flow. Rapport technique 106, Delft Hydraulics Lab., The Netherlands.69
- Delanghe, D., Gairoard, S., Lepage, H., Masson, M. et Le Bescond, C. (2018). Synthèse sur les techniques granulométriques - méthodologie et inter-comparaison des analyses granulométriques. Rapport technique, Observatoire des Sédiments du Rhône (OSR4 2015-2017, action III.2). 68 p.33
- Dietrich, W. (1982). Settling velocities of natural particles. *Water Resources Res.*, 18(6):1615– 1626.30
- Dijkman, J. (1981). Investigation of characteristic parameters of delft bottle. Rapport technique S362, Delft Hydraulics Lab., The Netherlands.107
- Dijkman, J. et Milisic, V. (1982). Investigations on suspended sediment samplers. Rapport technique S410, Delft Hydraulics Laboratory and Jaroslav Cerni Institute, The Netherlands.108
- Doering, M., Uehlinger, U., Rotach, A., Schlaepfer, D. R. et Tockner, K. (2007). Ecosystem expansion and contraction dynamics along a large alpine alluvial corridor (Tagliamento River, Northeast Italy). *Earth Surface Proc. & Landforms*, 32:1693 – 1704.19
- Dohmen-Janssen, C. et Hanes, D. (2002). Sheet flow dynamics under monochromatic nonbreaking waves. *J. Geophysical Res.*, 107(C10):13 :1–13 :21.95
- Dramais, G., Le Coz, J., Hauet, A. et Camenen, B. (2011). Advantages of a mobile LSPIV method for measuring flood discharges and improving stage-discharge curves. *J. Hydro-environment Research*, 5(4):301–312.120
- Dramais, G., Camenen, B. et Le Coz, J. (2018). Comparaison de méthodes pour la mesure des matières en suspension dans les cours d'eau en présence de sable [Methods comparison for river suspended sediment measurements containing sand]. *La Houille Blanche*. (accepted).33,109
- Dramais, G., Dussouillez, P., Moore, S., Le Coz, J. et Camenen, B. (2013). Study of the sediment fluxes of the lower mekong river (2012 september 25 to october 6th field mission). Rapport technique, World Wildlife Fund (WWF) / Mekong River Commission (MRC). 73p.122, 123
- Du Boys, P. (1879). Le Rhône et les rivières à lit affouillable. *Annales des Ponts et Chaussées*, 18(5):141–195.57
- Eckhardt, K. (2005). How to construct recursive digital filters for baseflow separation ? *Hydrological Processes*, 19:507–515.101
- Edwards, T. K. et Glysson, G. D. (1999). Field methods for measurement of fluvial sediment. Rapport technique, U. S. Geological Survey, Reston, Virginie, États Unis.72
- Ehrenberger, R. (1931). Direct bedload measurements on the Danube at Vienna, and their results to date [Direkte geschiebemessungen an der Donau bei Wien und deren bisherige ergebnisse]. *Die Wasserwirtschaft*, 34:1–19. (In German).67
- Eijkelkamp (2003). Bedload transport meter type arnhem : Operating instructions. Rapport technique 4.32, Eijkelkamp, Giesbeek, Netherlands.69,76
- Einstein, H. (1950). The bed-load function for sediment transportation in open channel flows. Rapport technique 1026, U.S. Dept. of Agriculture, Techn. Bulletin, Washington D.C., USA.57, 58
- Einstein, H. et Chien, N. (1954). Second approximation to the solution of the suspended-load theory. Rapport technique 3, Inst. of Engineering Res. University of California, California, USA. 95,96,97
- Einstein, H. A. (1942). Formulas for bed-load transportation. *Trans. American Soc. Civil Eng.*, 107:575–577.58,60,85
- El kadi Abderrezzak, K., Die Moran, A., Mosselman, E., Bouchard, J.-P., Habersack, H. et Aelbrecht, D. (2014). A physical, movable-bed model for non-uniform sediment transport, fluvial erosion and bank failure in rivers. *J. Hydro-environment Research*, 8:95–114.142
- El Kadi Abderrezzak K. (2006). Évolution d'un lit de rivière en fonction des apports. Sciences de l'environnement. Thèse de doctorat en Mécanique, Université Claude Bernard, Lyon 1, 2006. 189 p.
- Emmett, W. W. (1980). A field calibration of the sediment trapping characteristics of the helley- smith bed load sampler. Professional Paper 1139, U. S. Geological Survey, Washington, USA. 66,67
- Engelund, F. (1970). Instability of erodible beds. *J. Fluid Mechanics*, 42(2):225–244.13
- Engelund, F. et Hansen, E. (1967). *A Monograph on Sediment Transport in Alluvial Streams*. Technical Press, Copenhagen, Denmark.99

- Evans, C. et Davies, T. D. (1998). Causes of concentration/discharge hysteresis and its potential as a tool for analysis of episode hydrochemistry. *Water Resources Res.*, 34(1):129–137.100,117 Fehr, R. (1987). Geschiebeanalysen in gebirgsflüssen. umrechnung und vergleich von verschie-denen analyseverfahren. [analyse des matériaux du lit pour pour des cours d'eau de montagne. transformation and comparaison de différence méthode d'analyse]. Rapport technique No. 92, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie an der ETH Zürich, Suisse. 139 pp. (en allemand).36,37
- Ferguson, R. I. (2005). Estimating critical stream power for bedload transport calculations in gravel-bed rivers. *Geomorphology*, 43(W05427):1–12.62
- Ferguson, R. I. (2007). Flow resistance equations for gravel- and boulder-bed streams. *Water Resources Res.*, 70:30–41.46
- Ferguson, R.I. et Ashworth, P.J., 1992. Spatial patterns of bedload transport and channel change in braided and nearbraided rivers. In : Billi P., R.D. Hey, C.R. Thorne et P. Tacconi (eds.), *Dynamics of Gravel Bed Rivers*, Wiley, Chichester, UK, 47-496
- Ferguson R.I., Cudden J.R., Hoey T.B., Rice S.P. (2006) – River system discontinuities due to lateral inputs: generic styles and controls. *Earth surface processes and landforms* 31, 1149-1166.
- Ferguson, R. I., Presteggaard, K. L. et Ashworth, P. J. (1989). Influence of sand on hydraulics and gravel transport in a braided gravel bed river. *Water Resources Res.*, 25(4):635–643.49
- Folk R.L., Ward W.C. (1957). Brazos River bar: a study in the significance of grain size parameters. *Journal of Sedimentary Research*, 27, 3-26
- Frijlink, H. (1952). Discussion des formules de débit solide de Kalinske, Einstein et Meyer-Peter & Muller compte tenue des mesures récentes de transport dans les rivières néerlandaises. In *Comptes rendus 2^e Journée Hydraulique*, pages 98–103, Grenoble, France. Société Hydraulique de France.96
- Frings, R. M., Schüttrumpf, H. et Vollmer, S. (2011). Verification of porosity predictors for fluvial sand ?gravel deposits. *Water Resources Res.*, 47(W07525):1–15.28
- Frissell, C.A., Liss, W.J., Warren, C.E., Hurley, M.D., 1986.A hierarchical framework for stream habitat classification: viewing streams in a watershed context. *Environmental Management* 10, 199–214
- Fuller, I. C., Large, A. R. G., Charlton, M. E., Heritage, L. et Milan, D. J. (2003). Reachscale sediment transfers: an evaluation of two morphological budgeting approaches. *Earth Surface Proc. & Landforms*, 28:889–903.88
- Gauckler, P. (1867). Études théoriques et pratiques sur l'écoulement et le mouvement des eaux. *C. R. Acad. Sci.*, 64:818–822.45
- Gautier, J.-N. et Peters, J.-J. (2005). Bedload transport surveys to improve morphological understandings. In *3rd International Symposium on Flood Defence*, pages 1–7, Nijmegen, The Netherlands.71
- Gautier, J.-N., Rodrigues, S., Peters, J.-J., Peeters, P. et Jugé, P. (2008). Transport solide en Loire moyenne lors des crues justification des mesures *in situ* et quantification. *La Houille Blanche*, 5:71–78.69
- Geay, T. (2013). *Mesure acoustique passive du transport par charriage dans les rivières*. Thèse de doctorat, École doctorale Terre, Univers, Environnement, Université de Grenoble. 163 p.81
- Geay, T., Belleudy, P., Gervaise, C., Habersack, H., Aigner, J., Kreisler, A., Seitz, H. et Laronne, J. B. (2017a). Passive acoustic monitoring of bed load discharge in a large gravel bed river. *J. Geophysical Res.:Earth Surface*, 122:528–545.81
- Geay, T., Belleudy, P., Laronne, J. B., Camenen, B. et Gervaise, C. (2017b). Spectral variations of underwater river sounds. *Earth Surface Proc. & Landforms*, 42(14):2447–2456.82 Geay, T., Zanker, S., Hauet, A., Misset et Recking, A. (2018). An estimate of bedload discharge in rivers with passive acoustic measurements: Towards a generalized calibration curve ? In *River Flow, Proc. 9th Int. Conf. on Fluvial Hydraulics*, volume E3S Web of Conferences 40 de 044009, pages 1–8, Lyon, France.81
- Ghilardi, T., Franca, M. J. et Schleiss, A. J. (2014). Bed load fluctuations in a steep channel. *Water Resources Res.*, 50:6557–6576.134
- Gimbert, F., Fuller, B. M., Lamb, M. P., Tsai, V. C. et Johnson, J. P. L. (2019). Particle transport mechanics and induced seismic noise in steep flume experiments with accelerometer ?embed- ded tracers. *Earth Surface Proc. & Landforms*, 44(1):219–241.81
- Gimbert, F., Tsai, V. C., Amundson, J. M., Bartholomaeus, T. et Walter, J. (2016). Subseasonal changes observed in subglacial channel pressure, size, and sediment transport. *Geophysical Res. Letters*, 43.81,82
- Gimbert, F., Tsai, V. C. et Lamb, M. P. (2014). A physical model for seismic noise generation by turbulent flow in rivers. *J. Geophysical Res.:Earth Surface*, 119:2209–2238.81,82

- Gomez, B., Naff, R. L. et Hubbell, D. W. (1989). Temporal variations in bedload transport rates associated with the migration of bedforms. *Earth Surface Proc. & Landforms*, 14:135–156. 74
- Govi, M., Maraga, F. et Moia, F. (1993). Seismic detectors for continuous bed load monitoring in a gravel stream. *Hydrological Sciences J.*, 38(2-4):123–132.81
- Graf, W. (1971). *Hydraulics of Sediment Transport*. McGraw-Hill, New York, USA.24
- Graf, W. et Altinakar, M. (1993). *Hydraulique fluviale: Tome 2 Écoulement non permanent et phénomènes de transport*. Presses polytechniques et universitaire romandes.3
- Graham, D. J., Reid, I. et Rice, S. P. (2005). A transferable method for the automated grain sizing of river gravels. *Water Resources Res.*, 41:1–12.38
- Grant, G. E. (1997). Critical flow constrains flow hydraulics in mobile-bed streams: a new hypothesis. *Water Resources Res.*, 33(2):349–358.52
- Gray, J. R., Laronne, J. B. et Marr, J. D. G. (2010). Bedload-surrogate monitoring technologies. Scientific Investigations Report 2010–5091, U.S. Geological Survey. 37 p.68,83
- Gray, J. R., Webb, R. H. et Hyndman, D. W. (1991). Low-flow sediment transport in the colorado river. *In Proc. 5th Federal Interagency Sedimentation Conference*, volume 4, pages 63–71, Las Vegas, Nevada, USA.67
- Grivel S., Nabet F., Gautier E., Temam S., Gruwé G., Gardaix J., Lee M (2018). Héritages et influences contemporaines des anciens ouvrages de navigation de la Loire moyenne (France). *Vertigo - la revue électronique en sciences de l'environnement*. (18); 3
- Guertault, L., Camenen, B., Peteuil, C. et Paquier, A. (2018). A one-dimensional process- based approach to study reservoir sediment dynamics during management operations. *Earth Surface Proc. & Landforms*, 3:71–76.126,127
- Guertault, L., Camenen, B., Peteuil, C., Paquier, A. et Faure, J.-B. (2016). One dimensional modelling of suspended sediment dynamics in elongated dam reservoirs. *J. Hydraulic Eng.*, 142(10, 10-04016033):1–9.136
- Gurnell, A. M., Rinaldi, M., Belletti, B., Bizzi, S., Blamauer, B., Braca, G., Buijse, A. D., Bussetini, M., Camenen, B., Comiti, F., Demarchi, L., Garcia de Jalon, D., Gonzalez del Tanago, M., Grabowski, R. C., Gunn, I. D. M., Habersack, H., Hendriks, D., Henshaw, A. J., Klasch, M., Lastoria, B., Latapie, A., Marcinkowski, P., Martinez-Fernandez, V., Mosselman, E., Mountford, J. L., Nardi, L., Okruszko, T., O Hare, M. T., Palma, M., Percopo, C., Surian, N., van de Bund, W., Weissteiner, C. et Ziliani, L. (2016). A multi-scale hierarchical framework for developing understanding of river behaviour to support river management. *Aquatic Sciences*, 78(1):1–16.124
- Guy, H., Simmons, D. et Richardson, E. (1966). Summary of alluvial channel data from flume experiment 1956-1961. Rapport technique 462-I, U.S. Geological Survey, Professional Paper, Washigton D.C. 96 pp.52
- Habersack, H. M. (2001). Radio-tracking gravel particles in a large braided river in new zealand: a field test of the stochastic theory of bed load transport proposed by einstein. *Hydrological Processes*, 15:377–391.85
- Habersack, H. M., Nachtnebel, H. P. et Laronne, J. B. (2001). The continuous measurement of bedload discharge in a large alpine gravel bed river. *J. Hydraulic Res.*, 39(2):125–133.67,77
- Hack J.T. (1957). Studies of longitudinal stream profile in Virginia and Maryland. *USGS Professional paper*. 294B. pp. 45-97
- Ham, D. G. et Church, M. (2000). Bed-material transport estimated from channel morphodynamics: Chilli-wack River, British Columbia. *Earth Surface Proc. & Landforms*, 25:1123–1142. 88
- Han, Q. W. (1980). Une étude du transport en suspension hors équilibre. *In Proc. 1st International Symposium on River Sedimentation*, pages 793–802, Pékin, Chine. (en chinois).134
- Harrison, L. R., Keller E. A. (2007). Modeling forced pool-riffle hydraulics in a boulder-bed stream, southern California, *Geomorphology*, 83(3–4), 232–248
- Haun, S., Rüther, N., Baranya, S. et Guerrero, M. (2015). Comparison of real time suspended sediment transport measurements in river environment by LISST instruments in stationary and moving operation mode. *Flow Measurement & Instrumentation*, 41:10–17.112
- Helley, E. J. et Smith, W. (1971). Development and calibration of a pressure-difference bed load sampler. Rapport technique, U. S. Geological Survey. 18 pp.67
- Hey, R. (1975). *Design discharge for natural channels*. Saxon House, Farnborough, England.17
- Hey R.D., Thorne C.R., 1986 : Stable channels with mobile gravel beds. *J. Hydraul. Div., ASCE* 112, 671–689
- Hirano, M. (1971). River bed degradation with armouring. *Trans. Japanese Soc. Civil Eng.*, 3(2):55–65. (in Japanese).129

- Hoey, T. (1992). Temporal variations in bedload transport rates and sediment storage in gravel-bed rivers. *Progress in Phys. Geography*, 16:319–338.74
- Holubová, K., Capeková, Z. et Szolgay, J. (2004). Impact of hydropower schemes at bedload regime and channel morphology of the Danube River. In Greco, M., Carravetta, A. et Della Morte, R., éditeurs: *River Flow, Proc. 2nd Int. Conf. on Fluvial Hydraulics*, pages 135–141, Naples, Italie.68
- Hubbell, D. W. (1964). Apparatus and techniques for measuring bedload. Water-Supply Paper 1748, U. S. Geological Survey. 74 p.74
- Hubbell, D. W., Stevens, H. H., Skinner, J. V. et Beverage, J. P. (1985). New approach to calibrating bed load samplers. *J. Hydraulic Eng.*, 111(4):677–694.70
- Humphries, R., Venditti, J. G., Sklar, L. S. et Wooster, J. K. (2012). Experimental evidence for the effect of hydrographs on sediment pulse dynamics in gravel-bedded rivers. *Water Resources Res.*, 48(W01533):1–5.74
- Ikeda, S. (1984). Prediction of alternate bars wavelength and height. *J. Hydraulic Eng.*, 110:371– 386.13
- ISO 11657 (2014). Hydrometry - suspended sediment in streams and canals - determination of concentration by surrogate techniques. Rapport technique, ISO. 20 p.109
- ISO 4363 (2002). Measurement of liquid flow in open channels - methods for measurement of characteristics of suspended sediment. Rapport technique, International Organization for Standardization.7
- ISO/DTR 9212 (2006). Hydrometry - methods of measurement of bedload discharge. Rapport technique, International Organization for Standardization.7,72
- ISO/TS 3716 (2006). Hydrometry - functional requirements and characteristics of suspended- sediment samplers. Rapport technique, International Organization for Standardization.7
- Iwasa, Y. et Aya, S. (1991). Predicting longitudinal dispersion coefficient in open-channel flows. *In Int. Symp. on Environmental Hydraulics*, pages 505–510, Hong Kong. IAHR.135
- Jaballah, M., Camenen, B., Paquier, A. et Jodeau, M. (2011). Field investigations on bar morphodynamics in an engineered alpine gravel-bed river: Arc en Maurienne, France. *In 7th IAHR symposium on River, Coastal and Estuarine Morphodynamics*, pages 1–12, Pékin, Chine. CD Rom.89
- Jaballah, M., Camenen, B., Paquier, A. et Jodeau, M. (2018). An optimized use of limited ground based topographic data for river applications. *Int. J. on Sediment Res.* (in revision).20, 21,24
- Jackson, R. (1976). Depositional model of point bars in the Wabash River. *Journal of Sedimentary Petrology*, 46:579–594.18
- Jodeau, M. (2007). *Morphodynamique d'un banc de galets en rivière aménagée lors de crues*. Thèse de doctorat, Université Claude Bernard, Lyon I. 205p.19,20,21,32
- Jodeau, M., and A. Hauet, A. P., Le Co, J., Thollet, F. et Fournier, T. (2007). Effect of a reservoir release on the morphology of a gravel bar: field observations and 2DH modeling. *In RCEM2007*.39
- Jodeau, M., Hauet, A., Paquier, A., Le Coz, J. et Dramais, G. (2008). Application and evaluation of Is-piv technique for the monitoring of river surface velocities in high flow conditions. *Flow Measurement & Instrumentation*, 19:117–127.120
- Kellerhals, R., Churchand, M. et Bray, D. I. (1976). Classification and analysis of river processes. *J. Hydraulic Division*, 102:819–829.14
- Kellerhals, R., Church, M., Bray, D.I., 1976. Classification and analysis of river processes. *Journal of the Hydraulics Division, American Society of Civil Engineers* 102, 813–829
- Kennedy, J. F. (1963). The mechanics of dunes and antidunes in erodible-bed channels. *J. Fluid Mechanics*, 16(4):521–544.52
- Khodashenas, S. R. et Paquier, A. (1999). A geometrical method for computing the distribution of boundary shear stress across irregular straight open channels. *J. Hydraulic Res.*, 37(3):381–388. 121
- Kleinhans, M. G. et van den Berg, J. H. (2011). River channel and bar patterns explained and predicted by an empirical and a physics-based method. *Earth Surface Proc. & Landforms*, 36(6):721–738.14
- Knighton, A. et Nanson, G. (1993). Anastomosis and the continuum of channel pattern. *Earth Surface Proc. & Landforms*, 18:613–625.11
- Knighton D. (1980). Longitudinal changes in size and sorting of stream-bed material in four English rivers. *Bulletin of the Geological Society of America*. 91, 55-62
- Knighton, A. D. (1998). *Fluvial Forms and Processes: A new perspective*. Oxford University Press.11,18
- Knighton, A. D. (1999). Downstream variation in stream power. *Geomorphology*, 29(3-4):293–306. 17,127

- Koltermann, C. E. et Gorelick, S. M. (1995). Fractional packing model for hydraulic conductivity derived from sediment mixtures. *Water Resources Res.*, 31(12):3283–3297.28,29
- Kondolf, G. M. (1997a). Application of the pebble count: notes on purpose, method, and variants. *J. American Water Res. Assoc.*, 33(1):79–87.36
- Kondolf, G. M. (1997b). Hungry water: effects of dams and gravel mining on river channels. *Environmental Management*, 21(4):533–551.13
- Kondolf, G. M., Lisle, T. E. et Wolman, G. M. (2003a). Bed sediment measurement. In Kondolf, G. M. et Piégay, H., éditeurs: *Tools in Fluvial Geomorphology*, pages 347–395. John Wiley and Sons Ltd, Chichester, UK.36
- Kondolf, G. M., Montgomery, D. R., Piégay, H. et Schmitt, L. (2003b). Geomorphic classification of rivers and streams. In Kondolf, G. M. et Piégay, H., éditeurs: *Tools in Fluvial Geomorphology*, pages 171–204. John Wiley and Sons Ltd, Chichester, UK.15
- Kraus, K. et Waldhäusl, P. (1998). *Manuel de photogrammétrie*. Éditions Hermès Paris.21
- Krone, R. B. (1962). Flume studies of the transport of sediment in estuarial shoaling processes: final report. Rapport technique, Hydraulic Eng. Lab. and Sanitary Eng. Res. Lab., University of California, Berkley, California, USA.135
- Lallias-Tacon, S., Liébault, F. et Piégay, H. (2012). Braided channel morphological changes derived from a combined analysis of multirate airborne lidar and archive aerial photographs. In Murillo Muñoz, R. E., éditeur: *River Flow, Proc. 6th Int. Conf. on Fluvial Hydraulics*, pages 715–719, San Jose, Costa Rica.89
- Lallias-Tacon, S., Liébault, F. et Piégay, H. (2014). Step by step error assessment in braided river sediment budget using airborne LiDAR data. *Geomorphology*.24
- Landwehr, K. et Rhoads, B. L. (2003). Depositional response of a headwater stream to channelization, East Central Illinois, USA. *River Res. and Applications*, 19:77–100.21
- Lane, E. W. (1955). The importance of fluvial morphology in hydraulic engineering. In *Proc. American Soc. Civil Eng.*, volume 81. paper 745.17,18
- Lane, S. N. (2000). The measurement of river channel morphology using digital photogrammetry. *Photogrammetric Record*, 16:937–961.21
- Lane, S. N., Chandler, J. H. et Richards, K. S. (1994). Developments in monitoring and modelling small-scale bed topography. *Earth Surface Proc. & Landforms*, 19:349–368.21
- Laronne, J. B., Alexandrov, Y., Bergman, N., Cohen, H., Garcia, C., Habersack, H., Powell, D. M. et Reid, I. (2003). The continuous monitoring of bedload flux in various fluvial environments. In Bogen, J., Fergus, T. et Walling, D. E., éditeurs: *Erosion and sediment transport measurement in rivers: technological and methodological advances*, 283, pages 134–145. IAHS. (Proc. of the Oslo workshop, June 2002).77
- Laronne, J. B., Outhet, D. N., Carlin, P. A. et McCabe, T. J. (1994). Scour chain employment in gravel bed rivers. *Catena*, 22:299–306.89,91
- Latapie, A. (2011). *Modélisation de l'évolution morphologique d'un lit alluvial: application à la Loire Moyenne*. Thèse de doctorat, Université F. Rabelais, Tours, France. 279 p.18
- Latapie, A., Camenen, B., Rodrigues, S., Paquier, A., Bouchard, J.-P. et Moatar, F. (2014). Classifying anthropogenised river reaches to assess channel changes using hydraulic parameters. *Catena*, 121:1–12.61,126,127,128
- Latulippe, C., Lapointe, M. F. et Talbot, T. (2001). Visual characterization technique for gravel-cobble river bed surface sédiments; validation and environmental applications contribution to the programme of CIRSA (Centre Interuniversitaire de Recherche sur le Saumon Atlantique). *Earth Surface Proc. & Landforms*, 26:307–318.38
- Launay, M. (2014). *Flux de contaminants particuliers dans un grand cours d'eau anthropisé: dynamique des PCB et du mercure transportés par les matières en suspension du Rhône, du Léman à la Méditerranée*. Thèse de doctorat, Université Claude Bernard, Lyon 1, Lyon. 432 p. 27,28
- Launay, M., Le Coz, J., Angot, H., Dramais, G., Andriès, E., Camenen, B. et Coquery, M. (2015). Numerical and physical simulation of soluble contaminant transport through complex large river systems. *J. Hydro-environment Research*, 9:120–132.135
- Leeder, M. R. (1983). On the dynamics of sediment suspension by residual Reynolds stresses - confirmation of Bagnold theory. *Sedimentology*, 30(4):485–491.93
- Lefort, P. (1991). Transport solide dans les lits des cours d'eau. cours, ENSHMG. 170 p.63

- Leopold, L. B. et Emmett, W. W. (1976). Bedload measurements, East Fork River, Wyoming. *Proc. Nat. Acad. Sci.*, USA, 73(4):1 000–1004.83
- Leopold, L. B. et Maddock, T. (1953). The hydraulic geometry of stream channels and some physiographic implications. Professional Paper 252, U. S. Geological Survey. 57p.17
- Leopold, L. B. et Wolman, M. G. (1957). River channel patterns: braided, meandering and straight. Professional Paper 282-B, U. S. Geological Survey. 85p.14,17
- Leopold, L. B., Wolman M. G. (1960). *River meanders. Bulletin of Geological Society of America*, 71(6), 769–793
- Leopold L.B., Wolman M.G., Miller J.P. (1964). *Fluvial Processes in Geomorphology*. W.H. Freeman and Co., San Francisco, 522 p.
- Leviandier, T., Alber, A., Le Ber, F. et Piegay, H. (2012). Comparison of statistical algorithms for detecting homogeneous river reaches along a longitudinal continuum. *Geomorphology*, 138: 130–144.126
- Liébault, F., Bellot, H., Chapuis, M., Klotz, S. et Deschâtres, M. (2012). Bedload tracing in a high-sediment-load mountain stream. *Earth Surface Proc. & Landforms*, 37:385–399.87,88
- Liébault, F., Bellot, H. et Deschâtres, M. (2009). A radio-frequency tracing experiment of bedload transport in a small braided mountain stream. *In European Geosciences Union General Assembly*, Vienna, Autria.86
- Liébault, F., Jantzi, H., Klotz, S., Laronne, J. B. et Recking, A. (2016). Bedload monitoring under conditions of ultra-high suspended sediment concentrations. *J. Hydrology*, 540:947–958.77
- Liébault, F. et Laronne, J. B. (2008). Evaluation of bedload yield in gravel-bed rivers using scour chains and painted tracers: the case of the esconavette torrent (southern french prealps). *Geodinamica Acta*, 21(1-2):23–24.91
- Liébault, F., Laronne, J. B., Klotz, S., Jantzi, H., Ravanat, X. et Favario, J. (2013). Bedload transport monitoring in a small upland catchment. *In 8th IAG International Conference on Geomorphology*, Paris.,78,91
- Lisle T.E. (1979). A sorting mechanism for a riffle pool sequence. *Bulletin of the Geological Society of America*, 90, 1142-1157
- Lloyd, C. E. M., Freer, J. E., Johnes, P. J. et Collins, A. L. (2016). Technical note: Testing an improved index for analysing storm discharge–concentration hysteresis. *Hydrology and Earth System Sciences*, 20:625–632.117
- Lunt, I. A. et Bridge, J. S. (2004). Evolution and deposits of a gravelly braid bar, Sagavanirktok River, Alaska. *Sedimentology*, 51:415–432.21
- Malavoi, J.-R. (2003). Compte rendu du suivi de chaînes d'érosion sur le site d'ingrandes. Rapport technique, Agence de l'eau Loire Bretagne.90
- Malavoi, J.-R. et Bravard, J.-P. (2010). Éléments d'hydromorphologie fluviale. Collection « Comprendre pour agir », Onema. 228 p.14,125
- Malavoi, J.-R., Garnier, C. C., Landon, N., Recking, A. et Baran, P. (2011). Éléments de connaissance pour la gestion du transport solide en rivière. Collection « Comprendre pour agir », Onema. 219 p.3,5,50,75,88,91,143,147
- Manning, R. (1891). On the flow of water in open channels and pipes. *Transactions of the Institution of Civil Engineers of Ireland*, 20:161–207.45
- Marnézy, A. (1999). *L'Arc et sa vallée, Anthropisation et géodynamique d'une rivière alpine dans son bassin versant*. Thèse d'état, Université Joseph Fourier, Grenoble I, Institut de Géographie Alpine, Grenoble, France. 682 p.123
- Martínez-Fernández, V., Solana-Gutiérrez, J., González del Tánago, M. et García de Jalón, D. (2016). Automatic procedures for river reach delineation: Univariate and multivariate approaches in a fluvial context. *Geomorphology*, 253:38–47.127
- McLean, D. G., Church, M. et Tassone, B. (1999). Sediment transport along lower Fraser River: 1. measurements and hydraulic computations. *Water Resources Res.*, 35(8):2533–2548.69
- Mehta, A. J., Manning, A. J. et Khare, Y. P. (2014). A note on the krone deposition equation and significance of floc aggregation. *Marine Geology*, 354:34–39.136
- Melun G. (2012). Évaluation des impacts hydromorphologiques du rétablissement de la continuité hydro-sédimentaire et écologique sur l'Yerres Aval. Thèse de doctorat, Université Paris Diderot, 335 p.
- Meybeck, M. et Moatar, F. (2012). Daily variability of river concentrations and fluxes: indicators based on the segmentation of the rating curve. *Hydrological Processes*, 26:1188–1207.101

- Meyer-Peter, E. et Müller, R. (1948). Formulas for bed-load transport. In *Proc. 2nd IAHR Congress*, pages 39–64, Stockholm, Sweden. 55, 57, 58
- Middleton, G. V. (1976). Hydraulic interpretation of sand size distributions. *J. Geology*, 84:405–426. 27
- Migniot, C. (1982). *Étude de la dynamique sédimentaire marine, fluviale et estuarienne*. Thèse de doctorat, Université de Paris - Sud. Thèse d'Etat Es - Sciences Naturelles. 4, 30
- Misset, C., Recking, A., Legour, C., Poirel, A. et Cazilhac, M. (2018). Geomorphological factors influencing hysteresis patterns between suspended load and flow rate in alpine rivers. In *River Flow, Proc. 9th Int. Conf. on Fluvial Hydraulics*, numéro 04404 de E3S Web of Conferences 40, pages 1–8, Lyon, France. 100
- Mizuyama, T., Oda, A., Laronne, J. B., Nonaka, M. et Matsuoka, M. (2010). Laboratory tests of a Japanese pipe hydrophone for continuous monitoring of coarse bedload. In Gray, J. R., Laronne, J. B. et Marr, J. D. G., éditeurs: *Bedload surrogate Monitoring Technologies*, numéro 2010-5091 de USGS Scientific Investigations, pages 319–335, Reston, VA. U. S. Geological Survey. 80
- Montgomery, D. R. et Buffington, J. M. (1997). Channel reach morphology in mountain drainage basins. *Geological Society of America Bulletin*, 109:596–611. 9
- Montgomery, D.R., Bolton, S.M. (2003). Hydrogeomorphic variability and river restoration. In: Wissmar, R.C. and Bisson, P.A. (eds) *Strategies for restoring river ecosystems: sources of variability and uncertainty in natural systems*. Bethesda, MD: American Fisheries Society, pp. 39–80.
- Montgomery, D.R., Buffington, J.M. (1997). Channel-reach morphology in mountain drainage basins. *Bulletin of Geological Society of America*. 109, 596–611
- Montgomery, D.R., Buffington, J.M. (1998). Channel processes, classification, and response. In: Naiman, R. et Bilby, R. (Eds) *River ecology and management*. New York, NY: Springer-Verlag, pp. 13–42
- Moore, S. A. (2011). *Monitoring flow and fluxes of suspended sediment in rivers using sideloading acoustic Doppler current profilers*. Thèse de doctorat, École doctorale Terre, Univers, Environnement, Université de Grenoble. 188p. 113
- Moore, S. A., Le Coz, J., Hurther, D. et Paquier, A. (2013). Using multi-frequency acoustic attenuation to monitor grain size and concentration of suspended sediment in rivers. *J. Acoustical Society of America*, 133:(accepted for publication). 113
- Mosley, M. (1981). Semi-determinate hydraulic geometry of river channels, South Island, New Zealand. *Earth Surface Proc. & Landforms*, 6:127–137. 15
- Mosley, M. P. et Tindale, D. S. (1985). Sediment variability and bed material sampling in gravel-bed rivers. *Earth Surface Proc. & Landforms*, 10:465–482. 50
- Nanson, G. C. et Knighton, A. D. (1996). Anabranching rivers: their cause, character and classification. *Earth Surface Proc. & Landforms*, 21:217–239. 17
- Navratil, O., Legout, C., Gateuille, D., Esteves, M. et Liébault, F. (2010). Assessment of intermediate fine sediment storage in a braided river reach (southern French prealps). *Hydrological Processes*, 24:1318–1332. 100
- Nelson, P. A., Dietrich W. E., Venditti J. G. (2010). Bed topography and the development of forced bed surface patches. *Journal of Geophysical Research*, 115, 19 p.
- Nelson, P. A., Venditti J. G., Dietrich W. E., Kirchner J. W., Ikeda H., Iseya F., Sklar L. S. (2009). Response of bed surface patchiness to reductions in sediment supply. *Journal of Geophysical Research* 114, F02005
- Nicollet, G. et Uan, M. (1979). Écoulements permanents à surface libre en lits composés. *La Houille Blanche*, 1:21–30. 132
- Nilsson C. (1976). The influence of man's activities in rivers on sediment transport. *Nordic Hydrology*, 7, 145–160
- Nolan, K. M., Gray, J. R. et Glysson, G. D. (2005). Introduction to suspended-sediment sampling. Scientific Investigations Report 2005-5077, U.S. Geological Survey. 107
- Nuñez-Gonzalez, F., Martín-Vide, J. P. et Kleinhans, M. G. (2016). Porosity and size gradation of saturated gravel with percolated fines. *Sedimentology*, 63:1209–1232. 28
- O'Leary, S. J. et Beschta, R. L. (1981). Bedload transport in an Oregon coast range stream. *Water Resources Bulletin*, 17(5):886–894. 83
- Parker, C., Clifford, N. I. et Thorne, C. R. (2011). Understanding the influence of slope on the threshold of coarse grain motion: revisiting critical stream power. *Geomorphology*, 126:51–65. 62

- Parker, G. et Klingeman, P. C. (1982). On why gravel bed streams are paved. *Water Resources Res.*, 18(5):1409–1423.49,59
- Partheniades, E. (1965). Erosion and deposition of cohesive soils. *J. Hydraulic Division*, 91:105–139.135
- Paustian, S.J., Anderson, K., Blanchet, D., et al. (1992). A channel type user guide for the Tongass National Forest, southeast Alaska. USDA Forest Service, Alaska Region, Technical Paper R10-TP-26, 179 pp.
- Peters, J.-J. (2002). Appui ponctuel à la restauration de la ligne d'eau en Basse Loire par expertise des mesures bathymétriques réalisées au printemps 2001 et adaptation du protocole du suivi à la Fresne sur Loire / Ingrandes. Rapport technique, Agence de l'eau Loire Bretagne.107
- Peteuil, C., Liébault, F. et Marco, O. (2012). ECSTReM: une approche pratique pour prédire la production sédimentaire des torrents des Alpes françaises. *In Proc. 12th Congress Interpreavent*, Grenoble, France.77
- Petit, F. et Pauquet, A. (1997). Bankfull discharge recurrence interval in gravel bed rivers. *Earth Surface Proc. & Landforms*, 22:685–693.17
- Petrut, T. (2017). *Développement d'indicateurs de la dynamique spatio-temporelle sédimentaire d'un cours d'eau mesurés par acoustique passive*. Thèse de doctorat, University of Grenoble. 319 p.81
- Pettitt, A. (1979). A non-parametric approach to the change point problem. *Applied Statistics*, 28:126–135.126
- Phillips, B. C. et Sutherland, A. J. (1989). Spatial lag effects in bed load sediment transport. *J. Hydraulic Res.*, 27(1):115–133.134
- Pitlick, J. (1988). Variability of bed load measurement. *Water Resources Res.*, 24(1):173–177.70
- Pitlick, J., Cui, Y. et Wilcock, P. (2009). Manual for computing bed load transport using BAGS (Bedload Assessment for Gravel-bed Streams) software. Rapport technique RMRS-GTR- 223, United States Department of Agriculture.57,83
- Pitlick J, Van Steeter M. 1998. Geomorphology and endangered fish habitats of the upper Colorado River. 2. Linking sediment transport to habitat maintenance. *Water Resources Research*. 34(2): 303–316
- Pizzuto J.E. (1995) - Downstream fining in a network of gravel-bedded rivers. *Water Resources Research*, 31, 753-759
- Powell D.M. (1998) - Patterns and processes of sediment sorting in gravel-bed rivers. *Progress in Physical Geography*, 22, 1-32
- Recking, A. (2009). Theoretical development on the effects of changing flow hydraulics on incipient bedload motion. *Water Resources Res.*, 45:1–16.47,48,52,63
- Recking, A. (2010). A comparison between flume and field bedload transport data and consequences for surface based bedload transport prediction. *Water Resources Res.*, 46(W03518):1–16. 49,63,64,143
- Recking, A. (2013). A simple method for calculating reach-averaged bedload transport. *J. Hydraulic Eng.*, 139(1):70–75.62,64
- Recking, A. (2017). *Bedloadweb: éléments de géomorphologie fluviale*. Techreport, Irstea. Cahier 1: Les équations de transport solide; Cahier 2: La granulométrie des cours d'eau et sa mesure (57 p.); Cahier 3: La mesure du charriage en rivière (59 p.).65,83
- Recking, A. (2019). *Bedloadweb: Manuel utilisateur*. Techreport, Irstea. (85 p.).65
- Recking, A., Bacchi, V., Naaim, M. et Frey, P. (2009a). Antidunes on steep slopes. *J. Geophysical Res.*, 114(F04025):1–11.52
- Recking, A., Frey, P., Paquier, A. et Belleudy, P. (2009b). An experimental investigation of mechanisms involved in bedload sheet production and migration. *J. Geophysical Res.*, 114(F03010):1–13.74
- Recking, A., Frey, P., Paquier, A., Belleudy, P. et Champagne, J. Y. (2008). Bedload transport flume experiments on steep slopes. *J. Hydraulic Eng.*, 134(9):1302–1310.7
- Recking, A., Liébault, F., Peteuil, C. et Jolimet, T. (2012). Testing bedload transport equations with consideration of time scales. *Earth Surface Proc. & Landforms*, 37:774–789.57
- Redolfi, M., Bertoldi, W., Tubino, M. et Welber, M. (2018). Bed load variability and morphology of gravel bed rivers subject to unsteady flow: A laboratory investigation. *Water Resources Res.*, 54:842–862.134
- Reid, I. et Frostick, L. E. (1986). Dynamics of bedload transport in turkey brook, a coarse-grained alluvial channel. *Earth Surface Proc. & Landforms*, 11:143–155.77
- Reid, I., Laronne, J. B. et Powell, D. M. (1995). The nahal yatir bedload database: sediment dynamics in a gravel-bed ephemeral stream. *Earth Surface Proc. & Landforms*, 20(3):845–857. 77

- Reid, I., Layman, J. T. et Frostick, L. E. (1980). The continuous measurement of bedload discharge. *J. Hydraulic Res.*, 18(3):243–249.77
- Rennie, C. D. et Millar, R. G. (2004). Measurement of the spatial distribution of fluvial bedload transport velocity in both sand and gravel. *Earth Surface Proc. & Landforms*, 29(4):1173–1193. 82
- Rennie, C. D., Millar, R. G. et Church, M. A. (2002). Measurement of bed load using an acoustic doppler current profiler. *J. Hydraulic Eng.*, 128(4):473–483.82
- Ribberink, J. (1998). Bed-load transport for steady flows and unsteady oscillatory flows. *Coastal Eng.*, 34:52–82.59
- Rice, S. et Church, M. (1998). Grain-size along two gravel-bed rivers: statistical variation, spatial pattern and sedimentary links. *Earth Surface Proc. & Landforms*, 23:345–363.36
- Rice S.P. et Church M. (2010). Grain-size sorting within river bars in relation to downstream fining along a wandering channel. *Sedimentology*, 57, 232-251
- Rice S.P. (1999) - The nature and controls on downstream fining within sedimentary links. *Journal of Sedimentary Research*, 69, 32-39
- Richards, K. S. (1982). *Rivers: form and process in alluvial channels*. Routledge.15,17
- Richardson, J. F. et Zaki, W. N. (1954). Sedimentation and fluidisation : Part I. *Trans. Instn. Chem. Engrs.*, 32:35–53.31
- Rickenmann, D. (1990). *Bedload transport capacity of slurry flows at steep slopes*. Thèse de doctorat, Swiss Federal Institute of Technology Zurich. 250 p.62
- Rickenmann, D. (1991). Hyperconcentrated flow and sediment transport at steep slopes. *J. Hydraulic Eng.*, 117(11):1419–1439.46
- Rickenmann, D. (2018). Variability of bed load transport during six summers of continuous measurements in two austrian mountain streams (Fischbach and Ruetz). *Water Resources Res.*, 39:928–942.134
- Rickenmann, D. et McArdell, B. W. (2007). Continuous measurement of sediment transport in the erlenbach stream using piezoelectric bedload impact sensors. *Earth Surface Proc. & Landforms*, 32(9):1362–1378.80
- Rickenmann, D. et Recking, A. (2011). Evaluation of flow resistance in gravel-bed river through a large field data set. *Water Resources Res.*, 47(W07538):1–22.46,64
- Rickenmann, D., Turowski, J. M., Fritschi, B., Klaiber, A. et Ludwig, A. (2012). Bedload transport measurements at the erlenbach stream with geophones and automated basket samplers. *Earth Surface Proc. & Landforms*, 37(9):1 000–1011.80
- Rickenmann, D., Turowski, J. M., Fritschi, B., Wyss, C., Laronne, J., Barzilai, R., Reid, I., Kreisler, A., Aigner, J., Seitz, H. et Habersack, H. (2014). Bedload transport measurements with impact plate geophones: comparison of sensor calibration in different gravel-bed streams. *Earth Surface Proc. & Landforms*, 54:107–131.80
- Rinaldi, M., Surian, N., Comiti, F. et Bussetini, M. (2013). A method for the assessment and analysis of the hydromorphological condition of Italian streams: The Morphological Quality Index. *Geomorphology*, 180:96–108.14
- Rodrigues, S., Bréhéret, J. G., Macaire, J. J., Moatar, F., Nistoran, D. et Jugé, P. (2012). An opportunity to connect the morphodynamics of alternate bars with their sedimentary products. *Earth Surface Proc. & Landforms*, 37:240–248.90
- Rodrigues, S., Calude, N. et Moatar, F. (2013). Sediment transport. In El-Shaarawi, A.-H. et Piegorsch, W., éditeurs: *Encyclopedia of Environmetrics*, pages 2398–2413, Chichester, UK. John Wiley & Sons Ltd. Second Edition.3
- Rollet, A.-J. (2002). Les effets du barrage d'Allement sur la granulométrie du lit de la basse rivière d'Ain : Essai méthodologique par analyse d'image. Mémoire de D.E.A., Géographie, Université Lyon 3.38
- Rollet A.J., (2007). Étude et gestion de la dynamique sédimentaire d'un tronçon fluvial à l'aval d'un barrage : le cas de la basse vallée de l'Ain. Thèse de Doctorat, Université Jean Moulin, Lyon 3, 305 p.
- Rollet, A.-J. (2008). *Étude et gestion de la dynamique sédimentaire d'un tronçon fluvial à l'aval d'un barrage : le cas de la basse vallée de l'Ain*. Thèse de doctorat, Université Jean Moulin - Lyon 3. 305 p.83,86,89
- Rollet, A.-J., McVicar, B., Piégay, H. et Roy, A. (2008). L'utilisation de transpondeurs passifs pour l'estimation du transport sédimentaire : premiers retours d'expérience. *La Houille Blanche*, 4:110–116.87
- Rosgen, D. L. (1994). A classification of natural rivers. *Catena*, 22(3):169–199.14,17,18

- Roth, D. L., Brodsky, E. E., Finnegan, N. J., Rickenmann, D., Turowski, J. M. et Badoux, A. (2016). Bed load sediment transport inferred from seismic signals near a river. *J. Geophysical Res.*, 121:725–747.81
- Rouse, H. (1937). Modern conceptions of the mechanics of turbulence. *Transaction of the ASCE*, 102:463–505.94,95
- Rust, B. (1978). *A classification of alluvial channel systems*, chapitre 5, pages 187–198. Fluvial Sedimentology, Can. Soc. Petrol. Geol.14,15
- Ryan, S. E., Porth, L. S. et Troendle, C. A. (2002). Defining phase of bedload transport using piecewise regression. *Earth Surface Proc. & Landforms*, 27:971–990.47
- Schmitt, L., Maire, G. et Humbert, J. (2001). La puissance fluviale : définition, intérêt et limites pour une typologie hydro-géomorphologique de rivière. *Zeitschrift für Geomorphologie*, 45:201–224.17
- Schoklitsch, A. (1962). *Handbuch des Wasserbaues [Manuel d'ingénierie hydraulique]*. Springer- Verlag, Vienne, Autriche, 3e édition. (en allemand).62
- Schumm, S. et Lichty, R. (1965). Time, space and causality in geomorphology. *American Journal of Science*, 263:110–119.11
- Schumm S.A. (1960). The shape of alluvial channels in relation to sediment type. USGS Professional Paper. 352B, 17–30
- Schumm, S. A. (1977). *The Fluvial System*. The Blackburn Press.15,16,18
- Sear, D. A., Damon, W., Damon, D. J. et Anderson, D. G. (2000). A load cell based continuous recording bedload trap. *Earth Surface Proc. & Landforms*, 25(6):659–672.77
- Sear DA, Armitage PD, Dawson FH. 1999. Groundwater dominated rivers. *Hydrological Processes* 13: 255–276
- Shields, A. (1936). Anwendung der Ähnlichkeits-mechanik und der turbulenzforschung auf die geschiebepbewegung [application des principes de similitude et de la recherche en turbulence au transport par charriage]. *Preussische Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau*, 26. Berlin. 46,47,57
- Simons, D. B., Richardson, E. V. et Nordin, C. F. (1965). Bedload equation for ripples and dunes. Professional Paper 462-H, U. S. Geological Survey.79
- Sleath, J. (1984). *Sea bed mechanics*. Wiley-Interscience Publication. 335 pp.31
- Smart, G., Maurice, M. et Walsh, J. (2002). Relatively rough flow resistance equations. *J. Hydraulic Eng.*, 128(6):568–578.46
- Smart, G. M. et Jäggi, M. (1983). Sediment transport on steep slope. Rapport technique 64, Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, Zurich, Switzerland. 191p (In German). 59
- Smith, D. (1986). Anastomosing river deposits sedimentation rates and basin subsidence, Magdalena river, Northwestern Columbia, South America. *Sedimentary Geology*, 46:177–196.11
- Soulsby, R. (1997). *Dynamics of marine sands, a manual for practical applications*. Thomas Telford, ISBN 0-7277-2584, H.R. Wallingford, UK.30,51,100
- Soulsby, R. et Whitehouse, R. (1997). Threshold of sediment motion in coastal environment. *In Proc. Pacific Coasts and Ports'97 Conf.*, pages 149–154, Christchurch, New Zealand. University of Canterbury.47
- Sternberg, H. (1875). Untersuchungen über längen- und querprofil geschiebeführender flüsse [Recherche sur les profils longitudinaux et transversaux de la charge de fond en rivière]. *Zeitschrift Bauwesen*, 25:483–506. (en allemand).127
- Sternberg H. (1875) – Über Längen-und Querprofil geschiebeführender Flüsse. *Zeitschrift für Bauwesen* 25, 483-506
- Strahler, A.N. (1957). Quantitative analysis of watershed geomorphology. *Transactions, American Geophysical Union* 38, 913–920
- Strickler, A. (1923). Beiträge zur frage der geschwindigkeitsformel und der rauheitszahlen für ströme, kanäle und geschlossene leitungen [Contributions aux questions de formulations des vitesses et de la rugosité pour les rivières, canaux et conduites]. Mitteilung 16, Amt für Wasserwirtschaft, Bern, Suisse. (en allemand). 45,46
- Surian, N., 2002. Downstream variation in grain size along an Alpine river: analysis of controls and processes. *Geomorphology*, 43: 137-149
- Tal, M. et Paola, C. (2010). Effects of vegetation on channel morpho-dynamic: results and insights from laboratory experiments. *Earth Surface Proc. & Landforms*, 35(9):1014–1028.9
- Tanaka, Y. (1995). An experimental study on anti-dunes. *Bulletin DPRI*, 45(3):271–284. (in Japanese).52

- Temam, S. (2012). Stratégies de gestion du risque inondation en Loire Nivernaise, ouvrages d'art et ingénieurs depuis le XVIII^e siècle. Thèse de doctorat en géographie et aménagement. Université. Paris 8, 506 p.
- Tena, A., Vericat, D. et Batalla, R. J. (2014). Suspended sediment dynamics during flushing flows in a large impounded river (the lower River Ebro). *Journal of Soils & Sediments*, 14:2057–2069.117
- Ternat, F., Boyer, P., Anselmet, F. et Amielh, M. (2008). Erosion threshold of saturated natural cohesive sediments: Modeling and experiments. *Water Resources Res.*, 44(W11434):18. 135
- Thollet, F., Le Coz, J., Antoine, G., François, P., Launay, M. et Camenen, B. (2013). Influence de la granulométrie des particules sur la mesure par turbidimétrie des flux de matières en suspension dans les cours d'eau. *La Houille Blanche*, 4:50–56.115,116
- Thompson D. M., Hoffman K. S. (2001). Equilibrium pool dimensions and sediment-sorting patterns in coarse-grained, New England channels, *Geomorphology*, 38(3–4), 301–316
- Thompson, D. M., Wohl E. E., Jarrett R. D. (1999), Velocity reversals and sediment sorting in pools and riffles controlled by channel constrictions, *Geomorphology*, 27(3–4), 229–241
- Thorne C.R. (1997). Channel Types and Morphological Classification. In Thorne C.R., Hey R.D., Newson M.D. (éds.), *Applied Fluvial Geomorphology for River Engineering and Management*, John Wiley & sons, Chichester, pp. 175–222
- Tsakiris, A. G., Papanicolaou, A. N., Moustakidis, I. V. et Abban, B. K. (2015). Identification of the burial depth of radio frequency identification transponders in riverine applications. *J. Hydraulic Eng.*, 141(6):04015007.84
- Valembois, J. (1960). Étude sur modèle du transport littoral - conditions de similitude. In *Proc. 7th Int. Conf. Coastal Eng.*, volume 1, pages 315–325, La Hague, Pays Bas. ASCE.53,54
- Van den Berg J.H. (1995). Prediction of alluvial channel patterns of perennial rivers. *Geomorphology* 12, 259–279
- van Rijn, L. (1984a). Sediment transport, part I: bed load transport. *J. Hydraulic Division*, 110(10):1431–1456.59,60
- van Rijn, L. (1984b). Sediment transport, part II: suspended load transport. *J. Hydraulic Division*, 110(11):1613–1641.29,97
- van Rijn, L. (1984c). Sediment transport, part III: bed forms and alluvial roughness. *J. Hydraulic Division*, 110(12):1733–1754.52
- van Rijn, L. (1993). *Principles of sediment transport in rivers, estuaries and coastal seas*. Aqua Publications, The Netherlands.4,87
- van Rijn, L. C. (2006). *Manual sediment transport measurements*. Aqua publication, Blokkzijk, The Netherland.108
- van Rijn, L. C. (2007). Unified view of sediment transport by currents and waves. II: Suspended transport. *J. Hydraulic Eng.*, 133(6):668–689.97
- van Rijn, L. C. et Gaweesh, M. (1992). A new total load sampler. *J. Hydraulic Eng.*, 118(2):1686–1991.104
- Verdu, J. M., Battalla, R. J. et Martinez-Casasnovas, J. A. (2005). High-resolution grainsize characterisation of gravel bars using imagery analysis and geo-statistics. *Geomorphology*, 72:73–93.39
- Vericat D., Batalla R.J. (2006). Sediment transport in a large impounded river: the lower Ebro, NE Iberian Peninsula. *Geomorphology*, 79, 72-92
- Vericat, D., Church, M. et Batalla, R. J. (2006). Bed load bias: Comparison of measurements obtained using two (76 and 152 mm) Helley-Smith samplers in a gravel bed river. *Water Resources Res.*, 42:1–13.67
- Watanabe, A. (1982). Numerical models of nearshore currents and beach deformation. *Coastal Eng. J.*, 25:147–161.59
- Weichert, R. B., Wahrheit-Lensing, A., Frings, R. M., Promny, M. et Vollmer, S. (2010). Morphological characteristics of the river Rhine between Iffezheim and Bingen. In Dittrich, A., Koll, K., Aberle, J. et Geisenhainer, P., éditeurs: *River Flow, Proc. 5th Int. Conf. on Fluvial Hydraulics*, pages 1077–1083, Braunschweig, Allemagne.104
- Wendling, V. (2015). *Développement d'un système de caractérisation des agrégats et des floes en suspension Development of a suspended aggregates and floes characterization system*. Thèse de doctorat, University of Grenoble. 198 p. (in French).34
- Wendling, V., Gratiot, N., Legout, C., Droppo, I., Coulaud, C. et Mercier, B. (2015). Using an optical settling column to assess suspension characteristics within the free, flocculation and hindered settling regimes. *Journal of Soils & Sediments*, 15(9):1991–2003.34
- Wentworth, C. K. (1922). A scale of grade and class terms for clastic sediments. *Journal of Geology*, -:377–392.25,26,39

- Westaway, R. M., Lane, S. N. et Hicks, D. M. (2000). The development of an automated correction procedure for digital photogrammetry for the study of wide, shallow, gravel-bed rivers. *Earth Surface Proc. & Landforms*, 25:209–206.22
- Westman, A. (1936). The packing of particles empirical equations for intermediate diameter ratios. *J. American Ceramic Soc.*, 19:127–129.28
- Wilcock, P. R. (1988). Methods for estimating the critical shear stress of individual fractions in mixed-size sediment. *Water Resources Res.*, 24(7):1127–1135.49
- Wilcock, P. R. et Crowe, J. C. (2003). Surface-based transport model for mixed-size sediment. *J. Hydraulic Eng.*, 129(2):120–128.49,59,60
- Wilkerson G.V., 2008 : Improved Bankfull Discharge Prediction Using 2-Year Recurrence-Period Discharge. *Journal of the American Water Resources Association* 44, 243–257
- Williams, G. P. (1966). Particle roundness and surface texture effects on fall velocity. *J. Sedimentary Petrology*, 36(1):255–259
- Williams, G. P. (1989). Sediment concentration versus water discharge during single hydrologic events in rivers. *J. Hydrology*, 111:89–106.100,117
- Williams G.P., Wolman M.G. (1984). Downstream effects of dams on alluvial rivers. USGS circular 781, 48 p.
- Witzigman, F. S. (1963). A study of methods used in measurement and analysis of sediment load in streams. Rapport technique, Subcommittee on Sedimentation of the Inter-Agency Committee on Water Resources.111
- Wolman, M. G. (1954). A method of sampling coarse river-bed material. *Trans. American Geo- physical Union*, 35(6):951–956.36,37
- Woodget, A. S., Carbonneau, P. E., Visser, F. et Maddock, I. P. (2015). Quantifying submerged fluvial topography using hyperspatial resolution UAS imagery and structure from motion photogrammetry. *Earth Surface Proc. & Landforms*, 40(47-64).22
- Wu, W., Rodi, W. et Wenka, T. (2000). 3d numerical modeling of flow and sediment transport in open channel. *J. Hydraulic Eng.*, 126(1):4–15.134
- Wu, W. et Wang, S. S. Y. (2005). Formulas for sediment porosity and settling velocity. *J. Hydraulic Eng.*, 132(8):858–862.30
- Wu, W. et Wang, S. S. Y. (2007). One-dimensional modeling of dam-break flow over movable beds. *J. Hydraulic Eng.*, 133(1):48–58.134
- Yalin, M. (1992). *River mechanics*. Pergamon Press, Oxford.43,44,45,47
- Yalin, M. S. (1964). Geometrical properties of sand waves. *J. Hydraulic Division*, 90(5):105–119. 51
- Yalin, M. S. et Ferreira da Silva, A. M. (2001). *Fluvial processes*. AIRH Monograph.14
- Yu, A.-B., Standish, N. et McLean, A. (1993). Porosity calculation of binary mixtures of nonspherical particles. *J. American Ceramic Soc.*, 76(11):2813–2816.28
- Ziegler, A. D., Benner, S. G., Tantasirin, C., Wood, S. H., Sutherland, R. A., Sidle, R. C., Jachowski, N., Nullet, M. A., Xi, L. X., Snidvongs, A., Giambelluca, T. W. et Fox, J. M. (2014). Turbidity-based sediment monitoring in northern Thailand: Hysteresis, variability, and uncertainty. *J. Hydrology*, 519:2020–2039.117

Citation : Camenen B., Melun G., 2021. Guide pour la mesure et la modélisation du transport solide. Office français de la biodiversité. Collection *Guides et protocoles*. 160 pages

Édition : Béatrice Gentil-Salasc (OFB)

Création et mise en forme graphique : Parimage

Imprimeur : Estimprim

Gratuit

Dépôt légal à parution

ISBN web: 978-2-38170-064-9

ISBN print: 978-2-38170-065-6

Achévé d'imprimer en France en janvier 2021

Imprimé sur du papier issu de sources responsables

La reproduction à des fins non commerciales, notamment éducatives, est permise sans autorisation écrite à condition que la source soit dûment citée.

La reproduction à des fins commerciales, et notamment en vue de la vente, est interdite sans permission écrite préalable.

Les cours d'eau sont des entités dynamiques, leur morphologie est directement liée au transport des particules solides sur leur lit.

Mieux comprendre le transport solide et la morphodynamique des rivières est fondamental pour mieux appréhender les principaux aléas liés aux évolutions spatiales et temporelles de ces rivières. L'étude du transport solide doit également permettre de répondre aux nouveaux enjeux réglementaires en lien avec la gestion sédimentaire. Elle se place également en amont de certaines études écologiques afin de mieux déterminer la qualité des habitats aquatiques, fonction de la nature du fond et donc de ses évolutions ou estimer le transfert de polluants fixés sur les particules les plus fines.

Ce guide propose un état de l'art sur le transport solide et ses outils de mesure et de modélisation. Il aborde :

- les bases de géomorphologie fluviale en présentant les caractéristiques d'une rivière ;
- l'état de l'art en hydraulique fluviale appliquée au transport solide ;
- les méthodes de calcul et de mesure du transport solide par charriage et en suspension ;
- des propositions d'analyse de la dynamique sédimentaire et la présentation des outils de modélisation.

La connaissance du transport solide est aujourd'hui indispensable pour guider les orientations de gestion et de restauration des cours d'eau, cet ouvrage est ainsi destiné aux gestionnaires, bureaux d'étude ou techniciens des collectivités, en proposant des bases scientifiques et techniques. Il peut aussi être utile pour les scientifiques, enseignants et les étudiants dans le domaine de l'hydrologie et des sciences de la Terre.

