

THÈSE

Pour obtenir le grade de

DOCTEUR DE L'UNIVERSITÉ DE GRENOBLE

Spécialité : **Science de la Terre et Univers, Environnement**

Arrêté ministériel : 7 Août 2006

Présentée par

Pauline LEDUC

Thèse dirigée par **Mohamed NAAIM**

et codirigée par **Alain RECKING**

préparée au sein **Irstea Grenoble**

et de **École Doctorale Terre, Univers, Environnement**

Étude expérimentale de la dynamique sédimentaire des rivières en tresses

Thèse soutenue publiquement le **19 Décembre 2013**,
devant le jury composé de :

M. Dominique ASTRUC

Enseignant-chercheur, HDR, Institut de Mécanique des Fluides de Toulouse UMR 5502, Rapporteur

M. Nicolas RIVIERE

Professeur, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, Rapporteur

M. Philippe BELLEUDY

Professeur, Université Joseph Fourier 1, Grenoble - Président du jury, Examineur

M. Kamal EL-KADI-ABDERREZZAK

Ingénieur de recherche, EDF-R & D-LNHE, Examineur

M. Mohamed NAAIM

Directeur de recherche, IRSTEA Grenoble, Directeur de thèse

M. Alain RECKING

Chargé de recherche, IRSTEA Grenoble, Co-Directeur de thèse



Remerciements

Mes plus sincères remerciements vont naturellement aux personnes qui, de près ou de loin, ont contribué au bon déroulement de cette thèse.

Dans le détail, je souhaite remercier en premier lieu le Cemagref, devenu entre-temps Irstea, laboratoire qui m'accueillit ces dernières années, ainsi que mes encadrants : Mohamed Naaim et Alain Recking. Je tiens à remercier l'ensemble du jury de leur application dans l'évaluation de ce manuscrit, leur écoute attentive et leurs questions pertinentes lors de la soutenance.

Cette thèse a été un long – parfois laborieux – travail expérimental. Rien de celle-ci n'aurait pu être achevé sans le concours essentiel de personnes expertes : Frédéric Ousset, Christian Eymond Gris et Xavier Ravanat. Fred qui m'a apporté et appris bien plus que ce dont j'avais besoin, bien au-delà du cadre professionnel. Je souhaite particulièrement remercier Christian pour les nombreuses heures qu'on a passées à bricoler ensemble, et pour sa gentillesse infinie.

Un grand merci à Hervé Bellot, qui a consacré à l'adaptation de la méthode de topographie beaucoup de temps, une sacrée dose d'énergie et surtout du talent !

Cette thèse a fait objet de plusieurs stages, et je remercie – par ordre chronologique – Louri LeClech', Alexis Mours, Lucile Richard, François Berland et Mamadou Camarra. Leur aide précieuse a été pleinement appréciée.

Je remercie avec une profonde amitié mes copains thésards, compagnons de route : Phi Phi, Mat, Sandrine, le Barbu, le faux-Barbu et les anciens – ou devrais-je dire les Sages ? – : Polo, JoJo et bien sûr The Queen Adeline.

Une pensée pour les collègues avec qui j'ai partagé conversations, cafés, cours de dessins, débats bd, ouverture de la truite, anti-limace et plein d'autres choses : Xav, Caroline, Coraline, Nicole (que je remercie avec gourmandise pour ses pâtisseries de ma soutenance), Didier, Fred, Isa, Stéphane, Alex, Flo, Christophe, Raphaël, Philippe, Firmin, Oldrich, Gwénola, Rachel, Nicole, Amandine, Fanny, Baptiste, Gilou, Dédé, Guillaume, Sophie... Et ceux de l' 'extérieur' : Guillaume, Thomas, Benoit & Mel, Eve, Margot...

Je salue mes rencontres de conférences et plus particulièrement ceux qui m'ont acceptée par trois fois : à RCEM à Pékin et à l'EGU à deux reprises, c'est-à-dire les parisiens : Morgane, Laure, Hugo, Grégoire, François, Éric, Olivier, Clément.

Enfin, je remercie Messieurs Didier & Raoul, ainsi que Mlle P. pour leur soutien indéfectible.

Merci, et bonne lecture !

Table des matières

Table des matières	i
Liste des figures	v
Liste des tableaux	xii
Nomenclature	xv
1 Introduction	1
2 État de l’art et problématique	5
2.1 Généralités sur les rivières	5
2.1.1 Différentes morphologies alluviales	5
2.1.2 Hydraulique des rivières	7
2.1.3 Transport solide en rivière	9
2.1.4 Notions d’équilibre sédimentaire	11
2.1.5 Tri granulométrique	13
2.2 Bancs alternés	16
2.2.1 Définition des bancs alternés	16
2.2.2 Dynamique	17
2.2.3 Influence de l’hétérogénéité du mélange sédimentaire	18
2.2.4 Changements morphologiques en fonction de la source sédi- mentaire	18
2.3 Les rivières en tresses	18
2.3.1 Définition	18
2.3.2 Évolution d’un système en tresses vers une faible pente	20
2.3.3 Rôle de la végétation	20
2.3.4 Typologie des formes	21
2.3.5 Caractérisation morpho-métrique des rivières en tresses - Va- riation	25
2.3.6 Formation et dynamique des tresses	30
2.3.7 Influence de la variabilité de la source sédimentaire sur la mor- phologie d’une rivière en tresses - Impact des crues	32
2.3.8 Influence du tri granulométrique sur les motifs de rivières en tresses	37
2.3.9 Décomposition fractale du motif de tresse	39
2.3.10 Transport solide et hydraulique des rivières en tresses	39
2.3.11 Modélisation physique : similitudes et aspect pratique	44
2.4 Objectifs de cette thèse	48
3 Matériel et méthodes	49

3.1	Dispositif expérimental	49
3.1.1	Canal	49
3.1.2	Circuit hydraulique	50
3.1.3	Alimentation solide et mélange sédimentaire	50
3.1.4	Mise en route	53
3.1.5	Conditions amont	54
3.2	Acquisition des données	58
3.2.1	Le modèle de bancs alternés	58
3.2.2	Les modèles de rivière en tresses	58
3.2.3	La méthode de projection de franges	59
3.2.4	Autres aspects et compléments de la méthode de projection de franges	63
3.2.5	Granulométrie	64
3.2.6	Hauteurs d'eau	67
3.2.7	Estimation de la vitesse de surface	68
3.2.8	Estimation de la surface en eau	68
3.2.9	Délimitation des bancs	69
4	Étude expérimentale des bancs alternés	71
4.1	Rappel de l'expérience et déroulement	71
4.2	Observations	72
4.2.1	Mise en place et description	72
4.2.2	Différents faciès	73
4.2.3	Manifestation du tri granulométrique en surface	75
4.3	Évolution temporelle du système de bancs alternés	75
4.3.1	Évaluation de la pente moyenne du système et durée d'initia- lisation	75
4.3.2	Pente et transport solide	76
4.3.3	Pente et Largeur	77
4.3.4	Déphasage du transport solide	77
4.3.5	Lien entre la largeur active de l'écoulement et la texture du lit	80
4.4	Le tri granulométrique, un mécanisme central dans la dynamique des bancs	81
4.4.1	Un pas vers le terrain	82
4.4.2	A l'échelle des grains	82
4.4.3	Phénomènes conjoints à ceux observés en canal étroit	85
4.5	Ce qu'il faut retenir de l'expérience des bancs alternés	86
5	Modélisation expérimentale des lits en tresses	87
5.1	Le modèle de tresses en granulométrie uniforme	88
5.1.1	Rappel de l'expérience et de son déroulement	88
5.1.2	Observations	88
5.1.3	Caractérisation des changements morphologiques - État tran- sitoire	95
5.2	Le modèle de tresses en granulométrie étendue	113
5.2.1	Rappel de l'expérience et déroulement	113
5.2.2	Observations	113
5.2.3	Caractérisation des changements morphologiques - État tran- sitoire	120
5.2.4	Tri granulométrique	131

5.2.5	Influence du tri granulométrique et lobes sédimentaires . . .	135
5.2.6	Dynamique des bancs - Terrasses	141
5.3	Dynamique du trio Pente/BRI/Transport solide en sortie	142
5.4	Ce qu'il faut retenir de la déstabilisation d'un système en tresses . .	145
6	Critères d'équilibre d'un système en tresses	147
6.1	De la perturbation à la stabilisation : ajustement du système à de nouvelles conditions hydrauliques et sédimentaires	148
6.1.1	Stabilisation des run 3 et 4 de l'expérience en granulométrie uniforme	148
6.1.2	Stabilisation des run 6 et 9 de l'expérience en granulométrie étendue	156
6.2	Caractérisation morphologique des régimes sédimentaires	161
6.2.1	Concaténation des résultats des deux expériences sur l'étude variationnelle des paramètres	161
6.2.2	Répartition statistiques des variables morphologiques	161
6.3	Transport solide et équilibre	166
6.3.1	Formules testées	166
6.3.2	Estimation des paramètres hydrauliques	167
6.3.3	Prédiction du transport solide avec les paramètres hydrauliques mesurés	169
6.3.4	Difficulté de la modélisation du transport solide	176
7	Conclusions et perspectives	179
7.1	Conclusions générales	179
7.2	Perspectives	181
	Bibliographie	183
	Appendices	191
A	Article sur l'adaptation de la méthode de Moiré à notre dispositif expérimental	193
B	Évaluation du transport solide à partir de la largeur morphologiquement active	225
C	Distributions	227

Table des figures

1.1	Le Drac Blanc	2
2.1	Classification des écoulements à plusieurs chenaux selon Schumm (1985)	6
2.2	Illustration de rivières à méandres et de rivière en tresses	7
2.3	Schématisation d'un écoulement et couche limite	7
2.4	Le transport sédimentaire en rivière	9
2.5	Mesures du transport solide in situ - Exemple du Helley-Smith et de la trappe à sédiments	11
2.6	Balance de Lane	12
2.7	Exemple de tri granulométrique	13
2.8	Différentes manifestations du tri granulométrique dans le milieu naturel	14
2.9	Morphologie et dynamique résultant du tri granulométrique d'après Powell (1998) adapté de Iseya et Ikeda (1987)	15
2.10	Schéma des cycles de pavage-dépavage et incidence sur la capacité de transport d'après Recking <i>et al.</i> (2009)	15
2.11	Bancs alternés sur l'Isère, d'après Google	16
2.12	Schéma de formation des bancs alternés d'après Lisle <i>et al.</i> 1991 . .	17
2.13	Le Bès, Alpes de Haute Provence	19
2.14	État des lieux d'une rivière en tresses	19
2.15	Schéma de l'ordre des bancs et des chenaux selon A) Williams et Rust (1969) , B) Bristow (1987) et C) Bridge (1993) d'après Bridge (1993)	22
2.16	Les avulsions	24
2.17	Schématisation d'une confluence avec dépôt d'un banc à l'aval, Ashmore (1982)	24
2.18	Critères de mesure de l'intensité d'une rivière en tresses d'après Egozi et Ashmore (2008) selon Brice (1964); Germanoski et Schumm (1993); Rust (1978); Howard <i>et al.</i> (1970); Hong et Davies (1979); Mosley (1981)	26
2.19	Application du Bed Relief Index (<i>BRI</i>) sur un exemple de profil en travers sur l'Asse, Alpes de Haute Provence	27
2.20	Exemple de valeur de <i>BRI</i> suivant différents profils selon la formule de Hoey et Sutherland (1991), avec les mêmes échelles altitudinales .	28
2.21	Le <i>BRI*</i> en fonction du dénivelé entre les terrasses végétalisées (<i>T</i>) et la bande active	29
2.22	Calcul de la sinuosité d'une rivière	29

2.23	Formation d'une rivière en tresses d'après Ashmore (1991b), B se rapporte à banc et S se rapporte aux mouilles.	31
2.24	Formation d'une rivière en tresses d'après Hundey et Ashmore (2009)	31
2.25	Différents scénarios de la formation d'une rivière en tresses d'après Bridge (1993)	32
2.26	Résumé de l'influence des différents paramètres selon Ferguson (1992) et Warburton et Davies (1994)	32
2.27	Transport en entrée et en sortie en fonction du temps, expériences de Pryor <i>et al.</i> (2011). La légende des schémas se situe dans la première vignette	36
2.28	Ajustement du coefficient α de l'équation 2.25 à la loi de transport de Parker (1990) en fonction de la puissance hydraulique adimensionnelle selon Bertoldi <i>et al.</i> (2009a)	43
2.29	Comparaison du transport solide estimé par une méthode à contrainte constante et une méthode stochastique d'après Paola (1996)	44
2.30	Exemple de rivière en tresses en laboratoire dans Ashmore (1988)	45
3.1	Image et schématisation du canal hydraulique dans la configuration des bancs alternés	50
3.2	Canal expérimental dans la configuration de la modélisation des rivières en tresses	51
3.3	Schématisation du circuit hydraulique	51
3.4	Dispositif d'alimentation solide	52
3.5	Sables utilisés pour la modélisation des tresses	53
3.6	Courbes granulométrique des sédiments des deux expériences de modèles de tresses	53
3.7	Indice de Hoey pour les deux modèles de rivière en tresses	57
3.8	Gabarit utilisé pour l'étude granulométrique - Exemple avec un lit pavé	58
3.9	Clichés pris durant les expériences de modélisation de systèmes en tresses	59
3.10	Schéma de principe de la méthode de projection de Moiré	60
3.11	Les différentes cales utilisées pour le calcul de la topographie	61
3.12	Exemple de topographie décimée à 1 point sur 5	62
3.13	Influence de la couleur sur la topographie	64
3.14	Correction de l'effet de halo et histogramme des distances d'un cas test	65
3.15	Principe de rectification des photographies prises avec le vidéoprojecteur	66
3.16	Histogramme de la composante bleue pour les deux sables	66
3.17	Exemple de profils et distribution des hauteurs d'eau	67
3.18	Validation des hauteurs d'eau calculée par topographie ($H_{topographie}$) avec les hauteurs mesurées ($H_{mesuré}$)	68
3.19	Principe de détection de l'écoulement	69
4.1	Principe de mise en place des bancs alternés	72
4.2	Description schématique de la structure d'un banc alterné	73
4.3	Les deux morphologies observées périodiquement lors l'expérience des bancs alternés	73
4.4	Évolution du front des bancs alternés	74
4.5	Différentes trajectoires des sédiments en fonction de leur taille	75
4.6	Exemple de tri granulométrique longitudinal observé en canal	76
4.7	Calcul de la profondeur moyenne	76

4.8	Définition de la durée d'initialisation (période transitoire) par rapport à la variation de la pente S	77
4.9	Évolutions temporelles de la pente (S), la largeur totale de l'écoulement ($L_{\text{écoulement}}$) et transport solide en sortie (Q_s)	78
4.10	Largeur en fonction de la pente, les points situés entre les deux droites représentent 80% de l'échantillon	78
4.11	Les corrélations entre la pente et le transport solide d'un part et la largeur et le transport solide atteignent leur maximum pour un déphasage de 150 min	79
4.12	Localisation des profils 4 et 5	80
4.13	Largeur active et granulométrie	81
4.14	Expression naturelle du tri granulométrique longitudinal	82
4.15	Patches sédimentaires	83
4.16	Études du comportement des particules dans un courant d'air selon leur taille	85
5.1	Mise en place du motif de tressage de l'expérience en granulométrie uniforme	89
5.2	Les lobes de l'expérience en granulométrie uniforme	90
5.3	Formation de trous persistants à la confluence de deux chenaux hydrauliquement actifs, 10 minutes séparent les deux clichés	91
5.4	Alignement de mouilles : principe de formation et exemple	91
5.5	Micro morphologies	92
5.6	Déroulement de l'expérience en granulométrie uniforme	93
5.7	Grandes étapes de la deuxième érosion : le run 4	94
5.8	Comparaison du volume du lit calculé par intégration de la surface ou par bilan sédimentaire cumulé dans le temps	96
5.9	Évolution du transport solide en sortie dans l'expérience en granulométrie uniforme - Les chiffres correspondent aux run, en rouge le transport solide en entrée (Q_{samont}), en bleu le débit liquide (Q_l), et en noir le débit solide en sortie (Q_s)	97
5.10	Évolution de la pente dans l'expérience en granulométrie uniforme	98
5.11	Méthode de calcul de la largeur morphologiquement active (LMA)	100
5.12	La largeur morphologiquement active (LMA)	101
5.13	BRI sur toute la largeur du canal et BRI calculé que sur la largeur active de l'expérience en granulométrie uniforme	102
5.14	Méthode de calcul de la surface au-delà de la pente moyenne	103
5.15	Évolution de la surface au-delà de la pente moyenne ($Surface_{>S}$) durant l'expérience en granulométrie uniforme	104
5.16	Évolution du volume du lit et exemples de profils en long	105
5.17	Calcul de convexité du profil en long et variations temporelles	106
5.18	Variance de la surface (Var) et BRI longitudinal (BRI_{long})	108
5.19	Puissance hydraulique $\Omega = \rho g Q S$	109
5.20	Influence de la puissance hydraulique sur la dérivée du BRI et de LMA de l'expérience en granulométrie uniforme	110
5.21	Schéma du principe de calcul de la vitesse de migration latérale	112
5.22	Évolution de la vitesse de migration latérale ($v_{\text{latérale}}$) durant l'expérience en granulométrie uniforme	112
5.23	Mise en place du motif de tressage de l'expérience en granulométrie étendue	114

5.24	Déroulement de l'expérience en granulométrie étendue, run 5 à 8 . .	116
5.25	Bancs et terrasses issus de l'incision du chenal principal, vue de la webcam	117
5.26	Formation, évolution et destruction du banc en rive gauche du run 7 en aggradation. La durée entre les photos est d'environ 10 heures. . .	118
5.27	Schéma du déroulement de l'érosion du run 8	119
5.28	Déroulement de l'expérience en granulométrie étendue, run 9 à 11 .	120
5.29	Comparaison des résultats du volume du lit d'après les deux méthodes de calcul proposées	121
5.30	Évolution du transport solide en sortie dans l'expérience en granulométrie étendue	122
5.31	Évolution de la pente (S) dans l'expérience en granulométrie étendue	123
5.32	Évolution de la largeur morphologiquement active (LMA) durant l'expérience en granulométrie étendue	124
5.33	BRI et BRI_{SMA} de l'expérience en granulométrie étendue	125
5.34	Évolution de la surface au delà de la pente moyenne ($Surface_{>S}$) durant l'expérience en granulométrie étendue	127
5.35	Volume du lit (V_{in}) et impact d'une augmentation de débit sur des profils en long	128
5.36	Évolution de l'indice de convexité (C) durant l'expérience en granulométrie étendue	129
5.37	Variance de la surface (Var) et BRI longitudinal (BRI_{long}) de l'expérience en granulométrie étendue	130
5.38	Puissance hydraulique de l'expérience en granulométrie étendue . . .	131
5.39	Lien entre la puissance hydraulique, la variation du BRI et la LMA	132
5.40	Évolution de la vitesse de migration latérale ($v_{laterale}$) de l'expérience en granulométrie étendue	133
5.41	Schématisation de tri granulométrique lors d'une confluence. Les échelles d'espace ne sont pas respectées	133
5.42	Exemple du tri granulométrique sur un banc	134
5.43	Tri granulométrique en pied de lobe en granulométrie étendue	134
5.44	Lobes de sédiments fins, formés en marge de l'écoulement principal .	134
5.45	Proposition de sédiments fins sur le milieu du canal	136
5.46	Modèle d'évolution d'un banc de sable sur la Jamnua River	138
5.47	Mécanisme d'érosion/dépôt d'un système	139
5.48	Processus influencés par le tri granulométrique en canal étroit (trait plein), dans les bancs alternés (trait en pointillés) et en système en tresses (double trait)	140
5.49	Différents modes de destruction des terrasses	141
5.50	Zoom sur les variations de la pente du BRI et du transport solide en sortie	142
5.51	Zoom sur les variations de la pente du BRI et du transport solide en sortie	143
5.52	Le trio BRI , pente, et transport solide	144
6.1	Calcul et variation de la vitesse de propagation des masses (v_{propM})	149
6.2	La vitesse de propagation des masses (v_{propM}) en fonction la puissance (Ω)	150

6.3	Schématisation de la propagation de l'aggradation du run 3 et influence sur les paramètres de pente S , largeur LMA et transport solide Q_s . Sur le graphique, * : par rapport à la surface totale du canal	151
6.4	Zoom sur le run 3	153
6.5	Schématisation de la propagation/stabilisation de l'érosion du run 4 et influence sur les paramètres de pente S et transport solide Q_s	154
6.6	Zoom sur le run 4	155
6.7	Estimation des vitesses de déplacement des masses	157
6.8	Vitesse et puissance hydraulique	158
6.9	Zoom sur le run 6	159
6.10	Zoom sur le run 9	160
6.11	Répartition statistique de la pente des run stabilisés pour les deux expériences. é=érosion (run 4) et a=aggradation (run 3) de l'expérience en granulométrie uniforme, E=érosion (run 6) et A=aggradation (run 9) de l'expérience en granulométrie étendue. Les diagrammes en boîte avec l'indice eq correspondent aux données après la stabilisation des systèmes	163
6.12	Répartition statistique du volume du lit des run stabilisés pour les deux expériences. é=érosion (run 4) et a=aggradation (run 3) de l'expérience en granulométrie uniforme, E=érosion (run 6) et A=aggradation (run 9) de l'expérience en granulométrie étendue. Les diagrammes en boîte avec l'indice eq correspondent aux données après la stabilisation des systèmes	163
6.13	Répartition statistique du BRI des run stabilisés pour les deux expériences. é=érosion (run 4) et a=aggradation (run 3) de l'expérience en granulométrie uniforme, E=érosion (run 6) et A=aggradation (run 9) de l'expérience en granulométrie étendue. Les diagrammes en boîte avec l'indice eq correspondent aux données après la stabilisation des systèmes	164
6.14	Répartition statistique de la surface au-delà de la pente moyenne des run stabilisés pour les deux expériences. é=érosion (run 4) et a=aggradation (run 3) de l'expérience en granulométrie uniforme, E=érosion (run 6) et A=aggradation (run 9) de l'expérience en granulométrie étendue. Les diagrammes en boîte avec l'indice eq correspondent aux données après la stabilisation des systèmes	165
6.15	Transport réel et prédit par les équations de transport solide de Ashmore, Parker, Recking et Meyer Peter en considérant le débit total	168
6.16	Largeur réelle (LMA) et prédite (utile à l'écoulement) par les équations de transport solide de Ashmore, Parker, Recking et Meyer Peter	169
6.17	Exemple de distribution : en bleu, la valeur de la hauteur calculée par l'équation 6.7, $h = 2.8mm$, en rouge la valeur moyenne de la distribution $h_{moyen} = 5.2mm$, et en jaune la médiane de la distribution $h_{median} = 4.8mm$	170
6.18	Bi modalité des distributions de contrainte	171
6.19	Transport solide effectif Q_s et transport solide prédit $Q_{spredit}$ avec utilisation de la contrainte moyenne	172

6.20	Courbe représentative de la fonction $x \mapsto p(x)$, définie par l'équation 6.8 suivant différentes valeurs du coefficient α , de $\alpha = 1$ (courbe noire) à $\alpha = 30$ (courbe saumon). Les courbes discontinues correspondent à des valeurs de $\alpha < 1$	173
6.21	Ajustement du coefficient α sur les distributions de contrainte dans l'esprit du test du χ^2	173
6.22	Comparaison du transport solide prédit par les équations 6.2 à 6.6 entre la prise en compte d'une contrainte moyenne d'une part et la variabilité de la contrainte d'autre part	174
6.23	Comparaison du "taux de réussite" (t_q) pour la prédiction du transport solide d'après les équations 6.2 à 6.6 avec la prise en compte de la variabilité spatiale ($\tau^*_{variable}$) ou non (τ^*_{moyen}), le trait a un taux de 1	175
B.1	Principe de calcul de la surface d'écoulement	226

Liste des tableaux

2.1	Différentes définitions des bancs selon Hoey (1992)	23
2.2	Indices morphologiques de tressage selon Ashmore (2009)	25
2.3	Récapitulatif des changements morphologiques induits par un changement de flux sédimentaires selon Germanoski et Schumm (1993) .	34
2.4	Régime sédimentaire en fonction de A^* , selon Hoey (1996)	38
2.5	Les modélisations dans la littérature	47
2.6	Ratio des différents paramètres en similitude de Froude dans Meunier (2005)	48
3.1	Diamètres usuels des sables utilisés pour la modélisation des tresses. $\sigma = \frac{1}{2}(\frac{D_{84}}{D_{50}} + \frac{D_{50}}{D_{16}})$, le coefficient d'étendue granulométrique	53
3.2	Conditions d'alimentation de toutes les expériences	54
3.3	Ratio des différents paramètres en similitude de Froude dans Meunier (2005)	55
3.4	Caractéristique de la crue du Bès en décembre 2009	55
3.5	Différents paramètres équivalant terrain pour les expériences de modélisation des tresses	56
3.6	Régime sédimentaire en fonction de A^*	58
5.1	Conditions d'alimentation de l'expérience en granulométrie uniforme	88
5.2	Conditions d'alimentation de l'expérience en granulométrie étendue .	113
5.3	Moyenne ($\bar{x}$) et écart-type (σ) des différentes paramètres des deux modèles de systèmes en tresses	137
5.4	Le tri granulométrique et les lobes sédimentaires, deux vecteurs du charriage	138
5.5	Évolution des différents paramètres suite à une déstabilisation	145
6.1	Caractéristiques des zones amont et aval des systèmes transitoires en aggradation	151
6.2	Variation des différents paramètres morphologiques	162
6.3	Valeur moyenne du BRI des systèmes à l'équilibre issus des différents régimes. En rouge : la valeur en érosion de l'expérience en granulométrie uniforme est plus proche de celle en aggradation en granulométrie étendue	164
6.4	Application au terrain possible des paramètres étudiés	165

C.1	Distributions du paramètre de Shields τ^* , Froude F_r , Reynolds particulaire R_e^* , hauteur d'eau H_{eau} , et largeur W_{eau}	234
-----	--	-----

Nomenclature

$\Delta\rho$	$\rho_s - \rho$ [ML^{-3}]
κ	Constante de Von Karman [-]
λ	Ratio de similitude Terrain-Modèle [-]
ν	Viscosité cinématique [L^2T^{-1}]
ν_x	Exposant fractal selon la direction de l'écoulement [-]
ν_y	Exposant fractal selon la direction orthogonal à l'écoulement [-]
Ω	Puissance hydraulique [M^2LT^{-3}]
Ω^*	Puissance hydraulique adimensionnalisée [-]
ϕ	Porosité [-]
ϕ_s	Intensité de transport adimensionnalisée [-]
ρ	Masse volumique de l'eau [ML^{-3}]
ρ_s	Masse volumique des sédiments [ML^{-3}]
σ	Indice de forme de la distribution granulométrique, $\sigma = \frac{1}{2}(\frac{D_{84}}{D_{50}} + \frac{D_{50}}{D_{16}})$ [-]
τ	Contrainte tangentielle de fond [MLT^{-1}]
τ^*	Paramètre de Shields [-]
τ_c	Contrainte critique [-]
θ	Angle formé par le fond du lit avec la verticale du lieu [-]
$\vec{v}$	Vecteur vitesse instantanée de l'écoulement [LT^{-1}]
A^*	Critère de variation de la zone de stockage (Hoey, 1996) [-]
$A_{j,t}$	Surface de la zone de stockage (Hoey, 1996) [L^2]
C	Indice de convexité [-]
C_f	Coefficient de frottement [-]
D	Diamètre des grains [L]
D_{50}	Diamètre médian [L]
D_{84}	Diamètre tel que 84 % des grains soient inférieurs [L]
D_i	Profondeur de la zone de stockage/destockage sur le profil i (Ferguson, 1992) [L]
f	Coefficient de Darcy-Weisbach [-]

Fr	Nombre de Froude [-]
g	Intensité de pesanteur [L^3T^{-1}]
h	Profondeur [L]
$H_{surface}$	Hauteur d'eau du fond du lit à la surface libre [L]
L	Distance des particules entre les zones de dépôts et d'érosion (Ferguson, 1992) [L]
L_{smith}	Largeur d'un profil en travers dans le calcul du BRI de Hoey [L]
LMA	Largeur morphologiquement active [L]
$M_{entre(0 \rightarrow t)}$	Masse de sédiments entrante entre 0 et t [M]
$M_{sortie(0 \rightarrow t)}$	Masse de sédiments sortante entre 0 et t [M]
n	Coefficient de Manning-Stikler [$L^{\frac{1}{3}}T^{-1}$]
P	Sinuosité [-]
p	Pression hydrostatique [$ML^{-1}T^{-2}$]
p_{atm}	Pression atmosphérique [$ML^{-1}T^{-2}$]
Q	Débit liquide [L^3T^{-1}]
Q^*	Débit adimensionnalisé [-]
Q_s	Débit solide en sortie du canal [MT^{-1}]
q_s	Débit solide unitaire [MT^{-1}]
Q_a	Débit liquide annuel [L^3T^{-1}]
Q_l	Débit liquide à l'entrée du modèle expérimental [L^3T^{-1}]
Q_{pb}	Débit liquide de plein bord [L^3T^{-1}]
$Q_{s_{amont}}$	Débit d'alimentation solide du canal [MT^{-1}]
R	Rayon d'hydraulique [L]
R_e^*	Paramètres de Reynolds particulaire [-]
R_e	Nombre de Reynolds [-]
S	Pente [-]
s	Densité relative [-]
S^*	Pente critique de passage d'un système en tresse à un système à méandres [-]
S_v	Pente du fond de vallée [-]
SMA	Surface morphologiquement active [L^2]
$Surface_S$	Surface du lit située au dessus de la pente moyenne (%)
Ti	Points haut d'un profil en travers
ti	Points bas d'un profil en travers
U	Vitesse moyenne de l'écoulement [L^2T^{-1}]

u' v' w'	Composante des fluctuations (décomposition de Reynolds) selon $\vec{e}_x$ $\vec{e}_y$ $\vec{e}_z$ respectivement du vecteur vitesse $\vec{v}$ [LT^{-1}]
u_*	Vitesse de cisaillement [LT^{-2}]
u v w	Composante moyenne selon $\vec{e}_x$ $\vec{e}_y$ $\vec{e}_z$ respectivement du vecteur $\vec{v}$ [LT^{-1}]
V_{ini}	Volume initial du lit [L^3]
V_{in}	Volume du lit obtenu par intégration de la surface [L^3]
V_i	Volume stocké ou déstocké sur le profil i (Ferguson, 1992) [L^3]
V_{sed}	Volume du lit obtenu par bilan sédimentaire entrée/sortie [L^3]
W	Largeur mouillée [L]
w_i	Largeur de la zone de stockage/destockage sur le profil i (Ferguson, 1992) [L]

Chapitre 1

Introduction

Les réseaux hydrographiques participent pleinement au cycle de l'eau et représentent un vecteur majeur du transit des sédiments des continents vers le milieu marin. Ces écosystèmes particuliers sont riches en divers habitats, et accueillent une faune spécifique. La ressource écologique qu'ils constituent dépend aussi bien de la qualité de l'eau que de la nature du substrat.

Cependant, en dépit du pouvoir écologique des rivières alluviales, l'industrie minière et particulièrement celle des granulats a vu en elles un fort potentiel économique et de nombreuses gravières se sont installées dans le lit des cours d'eau. Cette extraction massive de sédiments n'a pas été sans conséquence : l'équilibre qui se forme entre la quantité de sédiments que la rivière mobilise d'une part et l'énergie hydraulique dont elle dispose d'autre part, a été bousculé. Ces rivières se sont incisées jusqu'à plusieurs mètres parfois, engendrant l'affouillement de fondations et la déstabilisation d'ouvrages, voire même leur destruction complète.

Par ailleurs, la quantité de sédiments que transporte une rivière est aussi très étroitement liée à l'activité des sources sédimentaires (affluents, érosion de versants...). A l'opposé des fortes incisions que peuvent engendrer les exploitations industrielles, un transport sédimentaire en excès peut conduire à des engravements d'ouvrages. Un engravement massif du lit peut poser un certain nombre de problèmes vis-à-vis du risque d'inondation en changeant la fréquence des débordements en lit majeur, menaçant directement les riverains.

Enfin, à l'évolution propre de chaque rivière vient s'ajouter la forte pression foncière ou agricole et la très forte anthropisation des plaines d'inondation, soulevant un certain nombre de problèmes quant à la protection des personnes et des biens. La dramatique inondation de Vaison-la-Romaine en est un exemple. Suite à la crue de l'Ouvèze en 1992, la ville a été inondée et le bilan fut lourd : 41 morts et plusieurs personnes disparues. Cette catastrophe n'était pas seulement due à un événement extrême : la mauvaise gestion du réseau hydrographique ainsi qu'une politique d'aménagement trop audacieuse ont toutes deux été des facteurs aggravants.

Ainsi, dans l'optique de gestion durable des milieux aquatiques fixée par la Directive-loi Cadre européenne sur l'Eau (DCE) de 2000, un état des lieux ne peut pas se défaire d'une pleine compréhension de la dynamique sédimentaire, en particulier pour les rivières de montagne hautement actives. La connaissance approfondie des mécanismes impliqués dans la dynamique sédimentaire peut se révéler un atout majeur dans la gestion globale de ces milieux. La connaissance des processus d'éro-

sion/exhaussement se révèle être une information capitale pour tenter de prévenir des dangers que l'évolution du lit peut représenter. Les rivières de montagne (de pente supérieure à 1%) et les torrents à forte pente charrient de très grandes quantités de matériaux, et les risques liés à une mauvaise gestion du transit sédimentaire y sont maximisés.

Parmi les rivières alluviales, différents types se distinguent en fonction de la morphologie et de la pente à laquelle on les rencontre (Montgomery et Buffington, 1998; Rosgen, 1994). A l'amont du réseau, pour des pentes dépassant 10 %, on trouve les cascades : un enchevêtrement de blocs sans organisation apparente. A plus faible pente (entre 3% et 10 %), les blocs des torrents peuvent s'organiser sous une forme tout à fait particulière, en marche d'escalier : il s'agit des step-pools. Enfin, pour les pentes encore plus faibles (de 1% à 3%), on peut rencontrer deux types de morphologies : les bancs alternés et les rivières en tresses. Comme leur appellation le laisse envisager, les bancs alternés sont une succession de formes sédimentaires émergées de part et d'autre d'un chenal : les bancs. Le terme spécifique de rivière en tresses se rapporte, lui, aux systèmes alluviaux qui se composent d'une multitude de chenaux, s'entrecroisant, laissant apparaître des formes sédimentaires (Fig. 1.1).

La dynamique de ces formes n'a été que peu étudiée et ce sont ces systèmes qui nous intéressent particulièrement dans le cadre de cette thèse.



FIGURE 1.1 – Le Drac Blanc

Les études antérieures sur le transport solide se sont concentrées principalement sur la quantification du taux de transport, sur l'influence des paramètres hydrauliques, ou encore sur l'étude du transport à l'échelle des grains (Meyer-Peter et Müller, 1948; Frey et Martin, 2012; Ashmore, 1988). De plus, la prédiction et l'étude du transport solide sont complexes, faisant intervenir de nombreux paramètres (dont le tri granulométrique fait partie). Ainsi, afin de limiter le nombre de facteurs influents, de nombreux travaux ont porté sur des morphologies simples, à chenal unique. La relation entre l'évolution morphologique d'un large lit sédimentaire et le transport solide n'est alors que très peu évoquée dans la littérature. Pourtant, des outils simples fondés sur la morphologie et qui permettraient d'appréhender l'évolution d'un milieu

viendraient en aide aux gestionnaires dans la prise de décisions dans leur politique d'aménagement.

C'est pourquoi, en association avec le projet "rivière en tresses" de l'agence de l'eau Rhône Méditerranéenne Corse, le projet ANR-GESTRANS s'est particulièrement intéressé à la caractérisation des régimes sédimentaires des rivières en tresses et a tenté d'améliorer la prise en compte de l'évolution du lit sédimentaire dans l'évaluation des risques liés aux crues. Ce projet multidisciplinaire, englobe de nombreux travaux de recherche aussi bien sur le fonctionnement propre de ces systèmes selon différentes approches, sur des questions d'ordre social. En effet, l'aménagement de ces cours d'eau ne peut se faire sans un lien direct avec les riverains et une partie du projet a été consacrée à l'étude de la perception de ces milieux au sein de différents panels de population.

Ce travail de thèse est centré sur la caractérisation morphologique de l'évolution des rivières en tresses et vise à améliorer la compréhension du transfert sédimentaire par une approche expérimentale. Il s'articule selon trois axes complémentaires :

1. Le premier est la compréhension de la réponse d'un système à une déstabilisation (régimes d'érosion ou d'aggradation). L'étude de la variation des paramètres morphologiques renseigne sur le comportement du système ainsi que sur le retour vers l'état d'équilibre.
2. Le tri granulométrique longitudinal, vertical et transversal, caractéristique de ces cours d'eau, a été pris en compte dans l'étude de l'évolution d'une rivière en tresses.
3. Enfin, le dernier thème abordé est la prédiction du transfert sédimentaire.

Le manuscrit s'organise de la manière suivante : après une étude bibliographique des travaux antérieurs, nous présentons les grandes problématiques qui ont structuré ce travail de thèse (Chap. 2), vient ensuite la description de notre environnement expérimental et les méthodes de mesure (Chap. 3). Un chapitre est consacré à l'étude d'un système particulier à macro formes, les bancs alternés (Chap.4), puis nous étudions la réponse à une déstabilisation de deux modèles de système en tresses, l'un en granulométrie uniforme et l'autre en granulométrie étendue (Chap. 5). Suite à cela, nous nous intéressons à la mise à l'équilibre des différents modèles puis aux caractéristiques morphologiques de cet équilibre. Nous détaillons enfin le test des formules usuelles de prédiction du transport solide sur nos mesures expérimentales (Chap. 6).

Chapitre 2

État de l'art et problématique

Sommaire

2.1	Généralités sur les rivières	5
2.1.1	Différentes morphologies alluviales	5
2.1.2	Hydraulique des rivières	7
2.1.3	Transport solide en rivière	9
2.1.4	Notions d'équilibre sédimentaire	11
2.1.5	Tri granulométrique	13
2.2	Bancs alternés	16
2.2.1	Définition des bancs alternés	16
2.2.2	Dynamique	17
2.2.3	Influence de l'hétérogénéité du mélange sédimentaire . . .	18
2.2.4	Changements morphologiques en fonction de la source sédimentaire	18
2.3	Les rivières en tresses	18
2.3.1	Définition	18
2.3.2	Évolution d'un système en tresses vers une faible pente . .	20
2.3.3	Rôle de la végétation	20
2.3.4	Typologie des formes	21
2.3.5	Caractérisation morpho-métrique des rivières en tresses - Variation	25
2.3.6	Formation et dynamique des tresses	30
2.3.7	Influence de la variabilité de la source sédimentaire sur la morphologie d'une rivière en tresses - Impact des crues . .	32
2.3.8	Influence du tri granulométrique sur les motifs de rivières en tresses	37
2.3.9	Décomposition fractale du motif de tresse	39
2.3.10	Transport solide et hydraulique des rivières en tresses . .	39
2.3.11	Modélisation physique : similitudes et aspect pratique . .	44
2.4	Objectifs de cette thèse	48

2.1 Généralités sur les rivières

2.1.1 Différentes morphologies alluviales

Les réseaux hydrographiques constituent un ensemble de cours d'eau, rivières, fleuves à la surface des continents. Plusieurs types d'écoulement sont présents, des

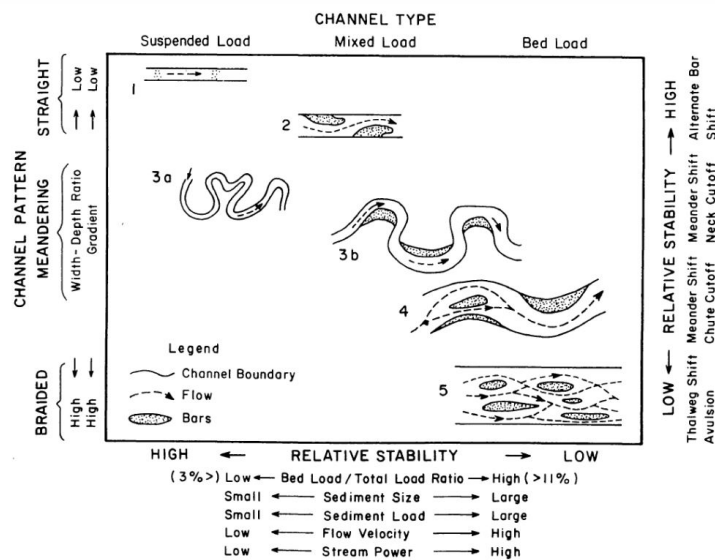




FIGURE 2.2 – Illustration de rivière à méandre (Amazone, au Brésil) et de rivière en tresses (Nouvelle-Zélande) image Google Earth

2.1.2 Hydraulique des rivières

L'objectif de cette section est d'introduire la notion de contrainte de fond et non de présenter les équations fondamentales des écoulements.

Considérons un volume élémentaire d'un fluide incompressible de masse volumique ρ , et intéressons nous à ce qui se passe proche du lit, dans la couche limite de l'écoulement (Fig. 2.3a). L'équation de conservation de la masse sur le champ

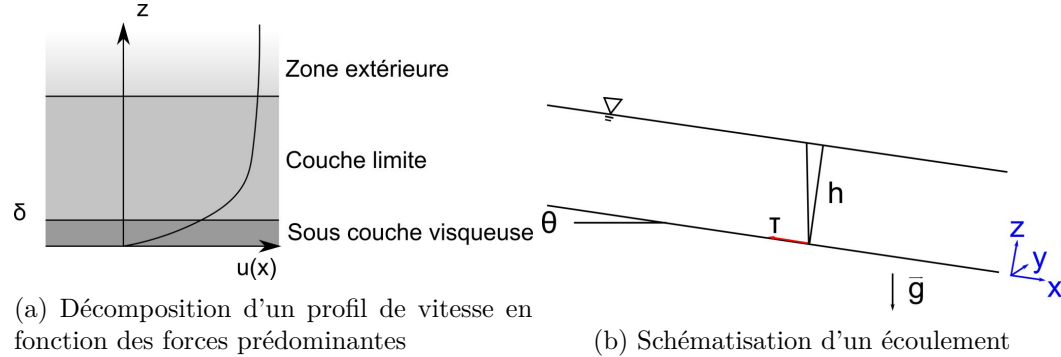


FIGURE 2.3 – Schématisation d'un écoulement et couche limite

de vitesse $\vec{v} \begin{pmatrix} u + u' \\ v + v' \\ w + w' \end{pmatrix}$ avec la décomposition classique de la vitesse en une valeur moyenne (u, v, w) et des fluctuations (u', v', w') , de moyennes temporelles nulles) est donnée par l'équation 2.1 avec l'hypothèse d'un champ 2D (largeur infinie $v=0$).

$$\text{div}(\rho \vec{v}) = 0 \Rightarrow \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (2.1)$$

$$\frac{\partial \vec{v}}{\partial t} + (\vec{v} \cdot \vec{\nabla}) \vec{v} = -\frac{1}{\rho} \vec{\nabla} p + \nu \nabla^2 \vec{v} + \vec{f}_{ext} \quad (2.2)$$

L'équation de conservation de la quantité de mouvement de l'équation 2.2 peut être développée -après calculs- sous la forme des équations 2.3 et 2.4 en régime stationnaire, avec $p(x) = p_{atm} + \rho gh(x)$, la pression hydrostatique en x , p_{atm} la pression atmosphérique, $h(x)$ la hauteur d'eau suivant la verticale du lieu, f_{ext} la somme des forces s'exerçant sur le fluide et ν la viscosité dynamique (les notations sont les mêmes que sur le schéma de la figure 2.3b).

$$u \frac{\partial u}{\partial x} + w \frac{\partial u}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x}(-\overline{u'^2}) + \frac{\partial}{\partial z}(-\overline{u'w'}) + \nu \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) \quad (2.3)$$

$$u \frac{\partial w}{\partial x} + w \frac{\partial w}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial x}(-\overline{u'w'}) + \frac{\partial}{\partial z}(-\overline{w'^2}) + \nu \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial z^2} \right) \quad (2.4)$$

En faisant l'hypothèse simplificatrice de régime uniforme, pente faible ($\frac{\partial u, w, u}{\partial x} = 0$, $\frac{\partial w}{\partial z} = 0$, $w(0) = 0$, $tg(\theta) \sim \sin(\theta)$ et $-\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} = g \sin(\theta)$) il vient :

$$g \sin \theta + \frac{\partial}{\partial z}(-\overline{u'w'}) + \nu \frac{\partial u}{\partial z} = 0 \quad (2.5)$$

En posant $\tau/\rho = -\overline{u'w'} + \nu \frac{\partial u}{\partial z}$, il vient $\frac{\partial \tau}{\partial z} = -\rho g \sin \theta$ soit avec $\tau(H_{surface}) = 0$, $\tau = \rho g \sin \theta (H_{surface} - h)$, avec g l'intensité de pesanteur.

On nomme cette contrainte, la contrainte de fond. On pose $\tau = \rho u^{*2}$, avec u^* la vitesse de frottement (ou de cisaillement).

Le profil de vitesse d'un écoulement turbulent proche de la paroi est logarithmique et suit la loi de l'équation 2.6.

$$\frac{u}{u^*} = \frac{1}{\kappa} \ln \frac{z}{z_0} \quad (2.6)$$

Avec u la vitesse de l'écoulement, z la hauteur, κ la constante de Von Karman, z_0 la hauteur de la couche rugueuse $[0, z_0]$ (définie par $\forall z \in [0, z_0], u(z) = 0$). La vitesse de cisaillement est définie par $u^* = \sqrt{gRS}$ avec R le rayon hydraulique de la section (rapport entre la section mouillée et le périmètre mouillé) et S la pente.

La vitesse de cisaillement est reliée à la vitesse moyenne de l'écoulement $\bar{v}$ par un coefficient de frottement noté usuellement C_f (Eq. 2.7).

$$\bar{v} = C_f u^* \quad (2.7)$$

Des travaux ont été menés afin d'approcher la valeur de ce coefficient de frottement. Les plus célèbres sont ceux de Manning-Stikler $C_f = \frac{R^{1/6}}{n}$ avec n le coefficient de Manning et celui de Darcy-Weisbach $C_f = \frac{8}{f}$ avec f le coefficient de Darcy-Weisbach.

La puissance hydraulique (*stream power*) est un paramètre que l'on retrouve fréquemment : elle est définie par la relation $\Omega = \rho g QS$ et $\omega = \frac{\rho g QS}{W}$ la puissance hydraulique par unité de largeur (*unit stream power*).

Les forces de frottements s'appliquent sur le fond du lit. Dans l'hypothèse d'un fond non cohésif, ces forces déstabilisent les grains et sont à l'origine du transport sédimentaire.

2.1.3 Transport solide en rivière

A partir d'un certain seuil de contrainte, la particule est déstabilisée et le transport solide commence. Shields (1936) a introduit un paramètre adimensionnel τ^* , appelée paramètre de Shields (Eq. 2.8).

$$\tau^* = \frac{\tau}{(\rho_s - \rho)gD_{50}} \quad (2.8)$$

Avec ρ_s la masse volumique des sédiments, D_{50} le diamètre médian des sédiments. Ce paramètre est le rapport des forces déstabilisatrices (τ) sur les forces stabilisatrices (poids déjaugé du grain) sur un grain du fond de la rivière (Fig. 2.4a). Le paramètre de Shields critique τ_c^* représente le seuil de mise en mouvement des particules.

Ce seuil de mise en mouvement dépend, entre autres, de la taille des grains et on peut définir différentes contraintes en fonction du diamètre D_i de la particule (Eq. 2.9) ; il s'agit de contraintes par classes.

$$\tau_i = \frac{\tau}{(\rho_s - \rho)gD_i} \quad (2.9)$$

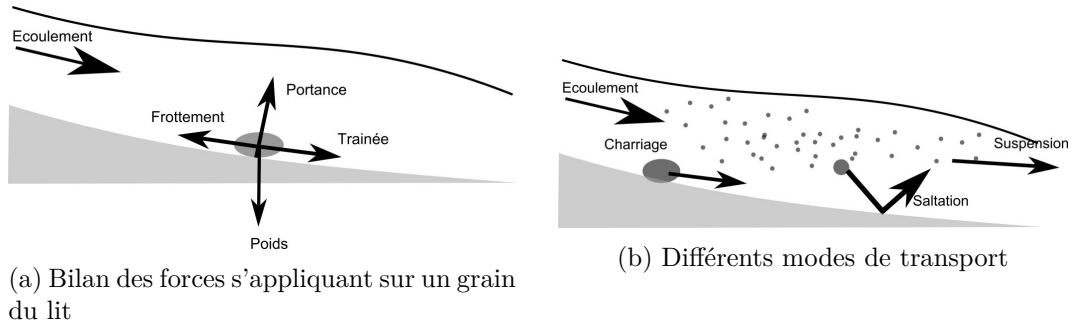


FIGURE 2.4 – Le transport sédimentaire en rivière - La déstabilisation des particules et les différents modes de transfert

Le seuil de mise en mouvement des particules, le Shields critique, augmente avec la pente (Mueller *et al.*, 2005; Recking *et al.*, 2009).

On distingue trois types de transport solide différents en rivière : la suspension, la saltation et le charriage (Fig. 2.4b). Une particule transportée en suspension est la plupart du temps dans l'écoulement. Une particule charriée roule sur le fond, son parcours est discontinu, marqué par des phases d'arrêt. La saltation est à mi-chemin entre le charriage et la suspension. La particule est transportée par l'écoulement en effectuant des bonds. Les contacts avec le fond sont ponctuels mais fréquents. Pour un même écoulement, les particules fines sont en suspension alors que les gros grains sont charriés. Par la suite, nous ne nous intéresserons qu'au phénomène de transport le plus morphogène, c'est-à-dire le charriage.

Sont couramment admis les seuils de contrainte suivants :

- $\tau^* < 0.027$: Pas de mouvement
- $0.027 < \tau^* < 0.047$: Mouvements légers, non assimilables à du transport solide

- $0.047 < \tau^* < 0.25$: Transport solide par charriage
- $0.25 < \tau^*$: Transport solide par suspension

Bien que ces seuils soient généralement utilisés, le seuil de mise en mouvement est très variable dans les systèmes naturels (Recking *et al.*, 2008).

La prédiction du transport solide intègre ce seuil et est souvent fonction de la quantité $\tau - \tau_c$ (ou $\tau^* - \tau_c^*$ ou encore avec la puissance hydraulique).

2.1.3.1 Grandeurs adimensionnelles

Afin de rendre les comparaisons entre différents systèmes cohérentes, on définit plusieurs grandeurs adimensionnelles. Les grandeurs adimensionnelles les plus courantes sont celles du débit solide, liquide, de la puissance hydraulique (Eq. 2.10 à 2.14) et de la contrainte (paramètre de Shields) avec L l'échelle de longueur $L = \frac{Q^{2/5}}{g^{1/5}}$ proposée par Parker *et al.* (2007), $\Delta\rho$ densité relative ($\Delta\rho = \rho_s - \rho$), S la pente, $s = \frac{\rho_s}{\rho}$. Les deux premières relations sont issues de Bertoldi *et al.* (2009b).

- Puissance hydraulique

$$\Omega^* = \frac{QS}{L\sqrt{g\Delta\rho D_{50}^3}} \quad (2.10)$$

- Débit liquide

$$Q^* = \frac{Q}{L\sqrt{g\Delta\rho D_{50}^3}} \quad (2.11)$$

- Débit solide

$$\phi_s = \frac{Q_s}{\rho_s g} \sqrt{\frac{1}{g(s-1)D^3}} \quad (2.12)$$

- Hauteur d'eau (appelée profondeur relative)

$$h^* = \frac{h}{D_{50}} \quad (2.13)$$

- Largeur

$$W^* = \frac{W}{D_{50}} \quad (2.14)$$

Exemple de formule

Citons à titre d'exemple la formule de Meyer-Peter Müller (Eq. 2.15). Cette formule à seuil relie l'intensité de transport solide adimensionnelle ϕ_s au paramètre de Shields, avec la condition $\tau^* \geq 0.047$.

$$\phi_s = 8(\tau^* - 0.047)^{\frac{3}{2}} \quad (2.15)$$

Le paramètre ϕ_s est relié au débit solide par l'équation 2.12. De nombreuses autres formules empiriques de transport solide existent.

2.1.3.2 Mesure du transport solide in situ

Des méthodes existent pour mesurer le transport solide en rivière. Il faut distinguer les techniques qui calculent un volume de sédiments transitant pendant un temps donné des techniques comparant deux états : avant et après crue.

Dans la première catégorie se trouvent les instruments qui permettent de capturer un volume de sédiments, les deux principaux étant le Helley-Smith et la trappe à sédiments (Fig. 2.5).

Le Helley-Smith est une cage qui se dépose sur le fond de la rivière et piège les sédiments (Fig. 2.5a). Du volume capturé dans un temps donné, on calcule un débit massique. La trappe à sédiments fonctionne sur le même principe mais la section de piégeage, au lieu d'être perpendiculaire à l'écoulement, est parallèle (Fig. 2.5b) : les sédiments tombent dans une boîte munie de capteurs de pression. L'appareillage étant étalonné, un volume de sédiments est déduit.



(a) Helley-Smith d'après www.rickly.com



(b) Trappe à sédiments - Cliché Frédéric Liébault

FIGURE 2.5 – Mesures du transport solide in situ - Exemple du Helley-Smith et de la trappe à sédiments

Pour évaluer le volume de sédiments déplacé à un endroit lors d'une crue, des chaînes d'érosion peuvent être installées dans le lit. Le volume stocké ou déstocké se déduit de la variation du nombre de maillons de chaînes enfouis et du volume recouvrant la chaîne.

Pour suivre les particules, des traceurs électromagnétiques sont de plus en plus souvent utilisés, implantés dans les sédiments. Une détection des particules équipées avant et après une crue permet de déduire la distance de déplacement pour un débit donné.

Alors que les deux premières méthodes sont des mesures de transport solide "instantané" (bien qu'intégrées sur le temps de l'échantillonnage), les deux dernières méthodes ne permettent de déduire qu'un transport solide moyen à l'échelle d'un évènement, dans son ensemble.

2.1.4 Notions d'équilibre sédimentaire

Un système alluvial, qu'il soit naturel ou artificiel, tend vers un équilibre. Cet équilibre se produit entre la fourniture sédimentaire, c'est-à-dire la quantité de matériaux disponible à l'écoulement, le débit liquide, la taille des sédiments transportés

et la pente d'énergie (généralement confondue avec la pente du lit).

Le débit liquide, la charge sédimentaire amont ainsi que la taille des sédiments sont des facteurs indépendants du système. Le seul paramètre d'ajustement possible est la pente. Ainsi, la pente d'un système alluvial va s'ajuster en fonction de ces différents paramètres. Lane (1955) a résumé ce principe sous la forme d'un schéma (Fig. 2.6). Selon ce principe d'équilibre, un système présente une capacité de transport

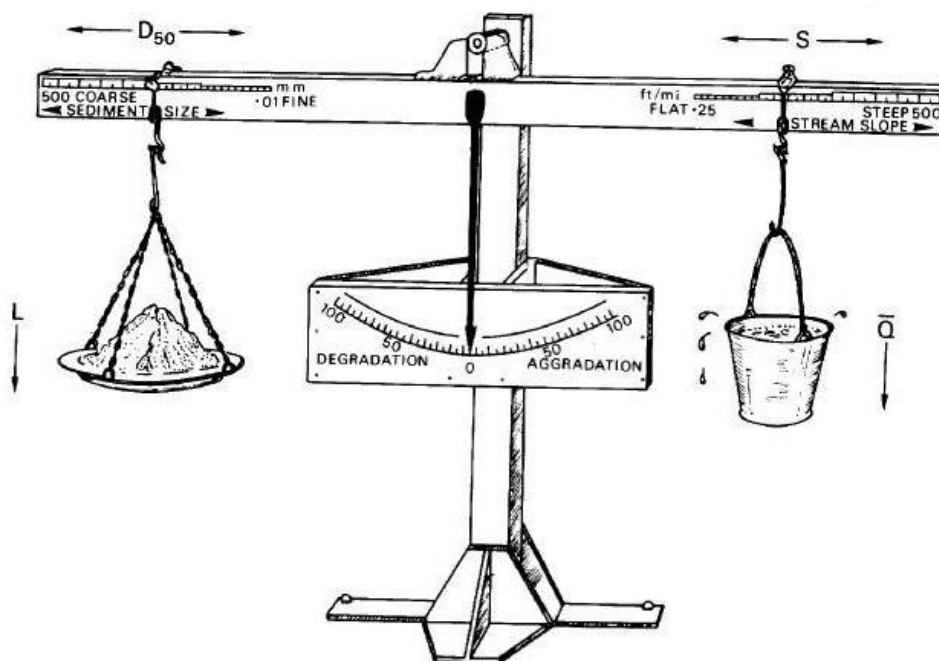


FIGURE 2.6 – La balance de Lane d'après Lane (1955), issue de W. Borland

(fournie par l'énergie potentielle par la pente et hydraulique par le débit liquide) qui lui permet de faire transiter à saturation un flux de sédiments donné ; il s'agit de la capacité maximale de transport. A l'équilibre, ce flux est constant : la quantité de sédiments entrant dans le système est égale à celle sortant du système. Une quantité de sédiments à l'entrée du système supérieure à la capacité de transport provoque un dépôt et une augmentation de la pente. On parle alors de système en aggradation. Inversement, une quantité de sédiments à l'entrée du système inférieure à la capacité de transport provoque une érosion et une diminution de la pente. On parle alors de système en érosion.

A l'échelle d'un modèle expérimental, l'équilibre est considéré comme atteint lorsqu'il y a une égalité entre le débit solide de sortie et celui de l'entrée.

D'un point de vue aménagement de rivières, ces deux phénomènes peuvent avoir des conséquences importantes : des engravements d'ouvrage pour un système en aggradation, des déstabilisations d'ouvrage pour un système en érosion.

2.1.5 Tri granulométrique

2.1.5.1 Définition

Le terme de tri granulométrique se rencontre plus généralement dans un milieu granulaire poly-disperse. Ce terme regroupe l'ensemble des phénomènes qui conduisent à des dynamiques différentes selon la taille des grains. Les sédiments grossiers et les sédiments fins n'ont pas les mêmes comportements, les mêmes trajectoires. Le schéma de la figure 2.7 présente un exemple de tri granulométrique : un mélange hétérogène devient stratifié après agitation. Une application de ce phénomène se rencontre, à titre d'exemple, en ingénierie où il est utilisé pour séparer différentes fractions de sol.

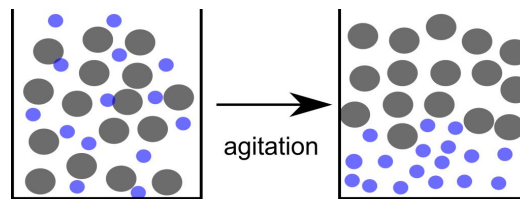


FIGURE 2.7 – Exemple de tri granulométrique

2.1.5.2 Le tri granulométrique en rivière - Lien avec la morphologie

Les sédiments des rivières sont de tailles différentes. On observe alors différentes manifestations de tri granulométrique. Dans une couche sédimentaire, sous l'effet de la gravité, de la percolation, les particules fines s'infiltrèrent dans les interstices laissés vides par les sédiments grossiers. On obtient alors une couche de sédiments fins en dessous d'une couche de surface qui n'est plus constituée que de sédiments grossiers. On parle alors de lit pavé et c'est un tri granulométrique vertical (Fig. 2.8a).

Dans un système à bancs (tresses, méandre, bancs alternés...), des bancs forment des obstacles à l'écoulement, et sont contournés. Sous l'impulsion du courant, les sédiments grossiers ont tendance à venir se déposer en tête de banc (Leopold et Wolman, 1957). Ainsi l'amont des bancs ne se trouve généralement constitué que de sédiments grossiers alors que la surface restante présente une granulométrie plus fine (Fig. 2.8c). Cette hétérogénéité de surface est un exemple manifeste d'un tri granulométrique longitudinal (Fig. 2.8b).

2.1.5.3 Le tri granulométrique en laboratoire - Lien avec le transport solide

Outre les conséquences statiques visibles du tri granulométrique, ils sont aussi responsables d'autres phénomènes. Des expériences en granulométrie étendue ont montré que le transport solide en sortie du système oscille autour d'une valeur moyenne (Hoey, 1992; Recking *et al.*, 2009). On parle alors d'équilibre dynamique. Plusieurs facteurs sont responsables de ces fluctuations : le mouvement des formes, la ségrégation des matériaux en surface provoquant des nappes de charriage, la variation de la composition de l'état du lit.

Expérimentalement, trois différents types de lits existent *congested*, *transitionnal* et *smooth* (Iseya et Ikeda, 1987) représentés dans la figure 2.9. L'état pavé (*conges-*



(a) Tri vertical

(b) Tri horizontal



(c) Tri horizontal sur un banc de la Bléone, Alpes de Haute Provence

FIGURE 2.8 – Différentes manifestations du tri granulométrique dans le milieu naturel

ted) représente un lit uniquement constitué de la fraction grossière de la courbe granulométrique, l'état dépavé (*smooth*) un état de lit où la fraction fine est surreprésentée et enfin l'état de transition (*transitionnal*), intermédiaire entre ces deux états. Ces trois états de lit bien distincts sont tous liés au tri granulométrique. Pour comprendre leur genèse, il faut considérer qu'en granulométrie étendue à l'échelle du lit, il existe trois phases de transport différentes (Fig. 2.9 et 2.10). Premièrement, le lit s'engraisse par dépôt de sédiments, plus ce dépôt augmente plus la fraction grossière perd en mobilité (diminution de la hauteur d'eau, augmentation de la rugosité...) et la fraction fine, piégée entre les particules grossières, s'infiltre dans le lit.

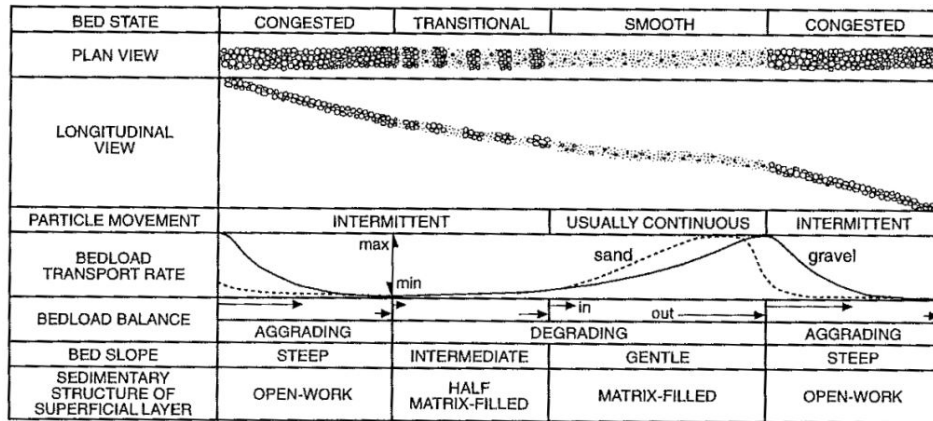


FIGURE 2.9 – Morphologie et dynamique résultant du tri granulométrique d'après Powell (1998) adapté de Iseya et Ikeda (1987)

Sous l'effet de l'augmentation du pavage de la surface du lit, la pente augmente et le

Observed periodical bed state	Consequences on transport	Energy conservation
Aggradation with reduced gravel mobility. Longitudinal and vertical grain sorting produce progressive bed subsurface fining.	Injected sediments are stored in the bed and the outlet solid discharge is low.	Low efficiency e Slope increase until $S = S_M$ verifying $e S_M = \varphi(q_s, q)$
Congested bed (some runs develop a pavement): transport of coarse gravels, finer gravels being quickly stored in the bed	Outlet solid discharge is minimum and similar to expected value with transport of a uniform sediment mixture.	The gravel transport rate efficiency is minimum e_m : $e_m S < \varphi(q_s, q)$
Aggradation is not infinite and stops when the new energy slope S_M allows transporting injected sediments	$q_{s(in)} = q_{s(out)}$, presence of fine sediments in the bedload layer increases the coarse gravel mobility.	$e_m S_M = \varphi(q_s, q)$ but abrupt transport rate efficiency increase to $e_M \gg e_m$
Increased gravel mobility and strong local erosion producing a bedload sheet.	Peak solid discharge associated with bedload sheet migration.	$e_M S_M \gg \varphi(q_s, q)$ S decreases until $e_M S = \varphi(q_s, q)$ is verified
Gravel mobility is reduced abruptly when a minimum slope S_m is attained. In some runs antidune waves contribute to reducing this mobility.	Cells of immobile coarse gravels stop the finer gravel transport. The outlet solid discharge decreases abruptly. Aggradation starts again.	Abrupt transport rate efficiency decrease $e \ll e_M$, $e S_m \ll \varphi(q_s, q)$. New slope increase.

FIGURE 2.10 – Schéma des cycles de pavage-dépavage et incidence sur la capacité de transport d'après Recking *et al.* (2009)

transport solide est globalement faible. Lorsque la pente atteint la valeur maximale (qui correspond à la pente d'énergie pour laquelle le flux de sédiments provenant de l'amont peut être transporté, la 4^{ème} ligne du tableau de la figure 2.10), une phase de transport intense a lieu et le lit s'érode. Le pavage en place est détruit et une nappe de charriage se propage. Cette érosion massive s'arrête lorsque la pente atteinte n'est plus suffisante pour faire transiter la charge sédimentaire venant de l'amont, et le cycle recommence.

On obtient alors trois types de phénomènes de transport solide, le premier correspond à l'état congestionné du lit, il ne reste que la fraction grossière, peu mobile, le transport solide est faible. Un état de transition où le lit est composé de sédiments fins et grossiers et le transport solide est actif. Un état dépavé : lors du départ massif de sédiments, le transport solide est intense, l'érosion importante, la fraction fine occupe une place importante dans le mélange sédimentaire transitant.

Ces cycles de dépôts/érosions peuvent n'affecter qu'une seule partie du canal ou bien son ensemble. L'échelle spatiale n'est pas la même et les durées des phases pavage/dépavage changent. L'importance des fluctuations de la pente globale dépend de ce fonctionnement particulier.

L'information balance sédimentaire (*bedload balance*) de la figure 2.9 indique que l'égalité entre le transport solide sortant et transport solide entrant n'est jamais vérifiée en valeurs instantanées.

Enfin, en granulométrie étendue les effets de surexpositions, collisions et de turbulences induisent une mobilité plus grande des sédiments (Iseya et Ikeda, 1987). La capacité de transport est influencée par la composition du mélange sédimentaire. En effet, les travaux de Recking *et al.* (2009) ont mis en évidence qu'une forte présence de sédiments fins augmente la mobilité des sédiments grossiers en réduisant les rugosités du lit.

2.2 Bacs alternés

Les rivières en tresses forment un réseau complexe de bancs et de chenaux. Afin d'aborder cette problématique, nous nous sommes intéressés à un cas "simplifié" : celui des bancs alternés. Cette approche prend son sens considérant le lien avec les rivières en tresses : Hundey et Ashmore 2009; Warburton et Davies 1994 ont, entre autres, observé que les bancs alternés sont à l'origine du processus de développement d'une rivière en tresses.

2.2.1 Définition des bancs alternés

Les bancs alternés sont des macroformes alluviales que l'on retrouve dans les écoulements chenalisés sur des matériaux non cohésifs. Ce sont des dépôts persistants de part et d'autre de l'écoulement, accompagnés de mouilles (Fig. 2.11). Ces



FIGURE 2.11 – Bacs alternés sur l'Isère, d'après Google

morphologies se retrouvent aussi bien dans les rivières sableuses que dans les rivières à graviers. Leur formation est reliée aux processus de formation du chenal (Jaeggi, 1984) et aux vagues sédimentaires qui s'y propagent. Ils sont perçus comme des éléments morphologiques en lien avec le style méandriforme (Ikeda, 1984). Ces bancs

sont étudiés pour leur impact sur la navigabilité des cours d'eau, et la richesse de leurs habitats.

2.2.2 Dynamique

Les bancs alternés se forment à partir du dépôt de sédiments grossiers. Ce dépôt induit une perturbation de l'écoulement (augmentation de la rugosité, diminution du tirant d'eau) et l'écoulement est dévié. L'impact de l'écoulement sur les parois ou berges non érodables provoque une érosion ponctuelle menant à la création d'une mouille. La différence entre la rugosité du lit et celle des parois est un facteur important dans la formation des mouilles alternées et donc des bancs (Lisle *et al.*, 1991; Komura et Shen, 1970).

Ces zones profondes agissent comme des trappes à sédiments grossiers, qui, sous l'action de la gravité, sont entraînés au point le plus bas de la mouille. Les sédiments fins, restant en marge de l'écoulement principal, sont plus sensibles à la variation de la direction principale (Fig. 2.12). La différenciation des trajectoires et des com-

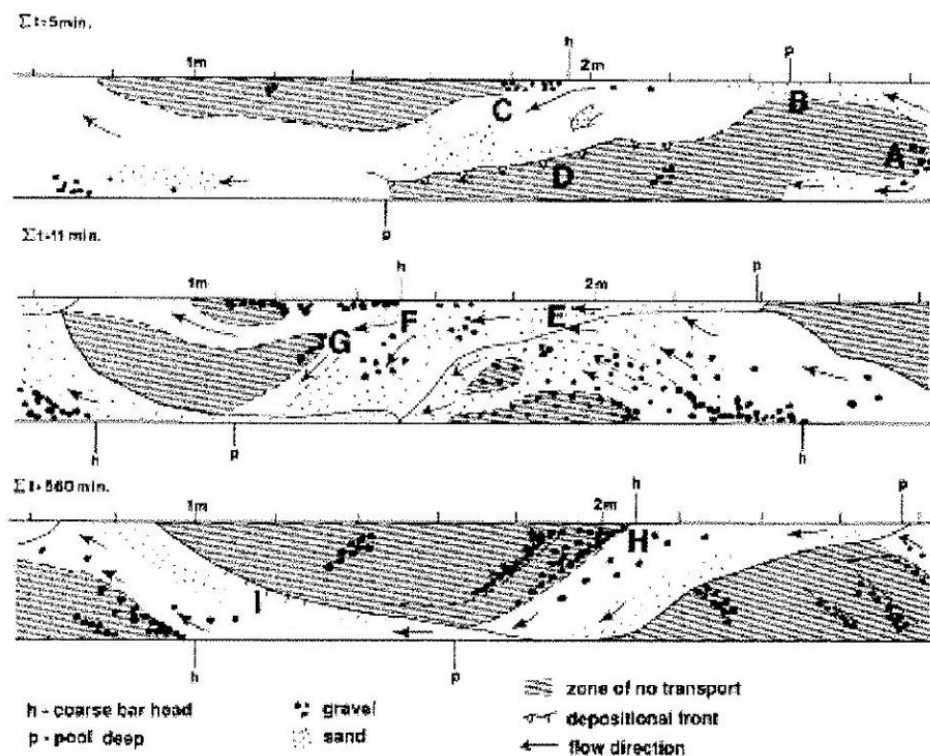


Figure 1. Stages in formation of a bar that ultimately extended from 0.9 to 2.7 m on the right side (streamwise) of the flume

FIGURE 2.12 – Schéma de formation des bancs alternés d'après Lisle *et al.* 1991

portements selon les différentes tailles de sédiments induit des dépôts sélectifs à la sortie des mouilles. Ce nouveau dépôt de sédiments grossiers provoque à son tour une déviation de l'écoulement puis une nouvelle mouille et ainsi de suite.

Ainsi, les sédiments grossiers se déposent principalement en tête des bancs, et forment une zone de pavage (Lisle *et al.*, 1991). On obtient un tri granulométrique longitudinal.

Sur le terrain, l'épaisseur des bancs est limitée par la hauteur à laquelle les sédiments sont mobiles et peuvent être déposés (Church et Rice, 2009).

Dans la même idée, Lisle *et al.* (1991) ont observé que la formation de pavage par dépôt de graviers empêche l'érosion des bancs et ne permet pas de transport aux sommets des bancs.

2.2.3 Influence de l'hétérogénéité du mélange sédimentaire

La dynamique des bancs dans un modèle expérimental change en fonction de la poly-dispersion ou non du mélange sédimentaire. En mélange sédimentaire hétérogène, la tête des bancs tend à être figée par la présence importante de graviers. Les phénomènes de pavage/dépavage sont aussi observés en présence de bancs alternés.

Le tri est fonction de l'écart-type de la distribution du mélange sédimentaire : plus le mélange est hétérogène, plus le tri est influent. Diplas (1994) a mis en évidence la couche de pavage des bancs alternés au travers de ses expériences et en a déduit que l'infiltration des particules fines est y importante.

Pour mettre en évidence l'impact du mélange sédimentaire, Lanzoni (2000a,b) a comparé des expériences en granulométrie uniforme et étendue. Afin de limiter au mieux les biais entre les deux expériences, il s'est placé dans les mêmes conditions de débit, paramètre de Shields, et frottements. En granulométrie uniforme, il a observé des formes de lit (dunes, rides), non observées en granulométrie étendue. Ces dunes et rides changent localement le coefficient de frottement ce qui rend la comparaison délicate. Néanmoins, il a pu observer que la vitesse de migration, la hauteur, et la longueur des bancs sont réduites pour un mélange sédimentaire hétérogène, en accord avec les observations de Lanzoni et Tubino (1999).

L'hétérogénéité granulométrique induit une modification importante des conditions d'équilibre et permet un tri granulométrique aussi bien longitudinal que vertical. Lors des expériences en granulométrie étendue et quelle que soit la durée de l'expérience la composition du mélange en sortie différerait toujours de celle de l'entrée, l'état d'équilibre au sens du transfert sédimentaire n'étant jamais observé (Lanzoni, 2000b). On retrouve alors l'idée d'équilibre dynamique déjà évoquée.

2.2.4 Changements morphologiques en fonction de la source sédimentaire

La diminution du transport solide entrant dans un système en bancs alternés provoque le rétrécissement de la zone de transport solide actif et la réduction de la masse sortante (Lisle *et al.*, 1993). Le chenal principal de l'écoulement s'incise, et devient plus profond entre deux mouilles consécutives, la topographie d'un profil est plus marquée. Les patches de sédiments grossiers stabilisent le lit et les zones d'incision sont réduites.

2.3 Les rivières en tresses

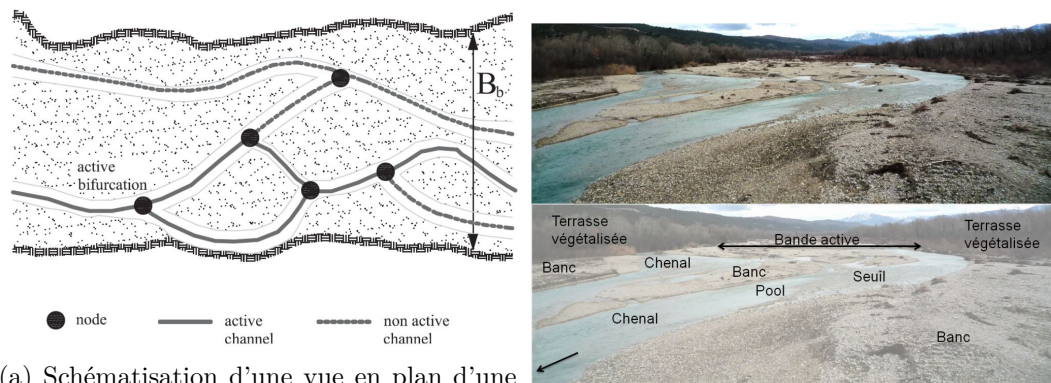
2.3.1 Définition

Les rivières en tresses représentent une morphologie fluviale bien particulière. Elles sont formées d'un large lit de graviers dans lequel sillonnent plusieurs chenaux connectés entre eux (Fig. 2.13). Ces chenaux sont séparés par des bancs de



FIGURE 2.13 – Le Bès, Alpes de Haute Provence

graviers instables (qui subissent des changements réguliers), permanents (il y a toujours des bancs, mais non nécessairement les mêmes), plus ou moins végétalisés (Bledsoe et Watson, 2001; Amsler *et al.*, 2005; Piegay *et al.*, 2009; Mao et Surian, 2010). Globalement, les chenaux conservent l'orientation principale de la vallée. La plupart du temps, seulement la moitié des chenaux sont en eau (Ashmore, 2009) et les bancs transversaux sont rares (Williams et Rust, 1969). La largeur de ces rivières varie de quelques dizaines de mètres à plusieurs kilomètres (Sapozhnikov et Fofoula-Georgiou, 1996). Leur géométrie est variable et leur faciès peut changer radicalement au cours d'un seul épisode de fort débit (Mao et Surian, 2010). Le transport solide dans ce genre de système est généralement actif, la fourniture sédimentaire importante, les pentes relativement fortes (par rapport aux rivières de plaine) et la géométrie accidentée (Ashmore, 1991b; Hundey et Ashmore, 2009).



(a) Schématisation d'une vue en plan d'une rivière en tresses d'après Hundey et Ashmore (2009) (b) Différents éléments d'une rivière en tresses

FIGURE 2.14 – État des lieux d'un rivière en tresses

Plusieurs termes sont spécifiques aux systèmes en tresses (Fig. 2.14). La bande active est la largeur de la rivière qui subit fréquemment des changements morphologiques ("B_b" Fig. 2.14a). Les chenaux actifs sont ceux dans lesquels le transport solide est non nul, la largeur active est la largeur cumulée de ces chenaux actifs. Les mouilles, les zones d'affouillement ou encore nœud (*node*) sont des "trous" d'une profondeur importante. Les bancs sont des dépôts de sédiments dont la forme se détache; ils peuvent être immergés ou émergés. La tête du banc se situe à l'amont du banc et la queue du banc à l'aval. Le terme terrasse se rapporte aux zones perchées au-dessus du niveau moyen de la bande active. Peu impactées par des crues annuelles, elles sont souvent végétalisées (Fig. 2.14b).

2.3.2 Évolution d'un système en tresses vers une faible pente

Les systèmes à méandres et en tresses présentent un point commun essentiel : ce sont des écoulements sur des matériaux non cohésifs, avec des berges friables et peu de contraintes latérales. La pente est un paramètre morphologique important qui les discrimine. L'expression empirique proposée par Leopold et Wolman (1957) (Eq. 2.16) lie la pente critique S^* et le débit de plein bord Q_{pb} .

$$S^* = 0.0125 Q_{pb}^{-0.44} \quad (2.16)$$

Les systèmes avec une pente supérieure à la pente critique sont soit en tresses, soit des chenaux simples (torrents) tandis qu'un système avec une pente critique plus faible que la pente critique est un système à méandres. D'autres auteurs font intervenir au lieu du débit de plein bord, le débit adimensionnel défini par Parker (1979) : $Q^* = \frac{Q}{D_{50}^2 \cdot \sqrt{(s-1)gD_{50}}}$ (Eq. 2.17).

$$S^* \simeq 0.28 Q^{*-0.44} \quad (2.17)$$

Les formules utilisant un débit adimensionnel (par exemple Eq. 2.17 qui utilise le débit de Parker (1979)) présentent l'avantage de faire intervenir la taille des grains, et donc de tenir compte de l'effet de la granulométrie sur la morphologie.

Quelle que soit la relation utilisée et toutes choses étant égales par ailleurs, pour un débit donné, les pentes des chenaux des rivières en tresses sont plus fortes que celle des rivières à méandres (Ashmore, 2009).

D'autres critères existent pour distinguer les différentes morphologies. Le ratio largeur-profondeur, $\frac{W}{h}$ (*aspect ratio*, avec W la largeur de la bande active et h la profondeur moyenne) est en effet différent pour une rivière tresses, une rivière à méandre ou un chenal rectiligne (Van Den Berg, 1995). Il est généralement accepté que pour une rivière en tresses $\frac{W}{h}$ dépasse 50 (Bledsoe et Watson, 2001; Eaton *et al.*, 2010) et que la morphologie est contrôlée par ce ratio (Paola, 2001a) : plus ce ratio est grand plus le tressage est important.

Aucune de ces formulations ne tient compte de la résistance à l'érosion des berges. Ce critère est pourtant un facteur important dans l'émergence de différents types de motifs (Eaton *et al.*, 2010). Cette remarque englobe les résultats des travaux de Fotherby (2009) : la largeur disponible pour un système en tresses est fonction du confinement de la vallée, influençant l'organisation des chenaux.

2.3.3 Rôle de la végétation

L'activité de la ripisylve est un élément important dans l'évolution d'une rivière en tresses. La mobilité des bancs de graviers dépend de leur taux de végétalisation. Plus la masse végétale est dense et âgée, plus celle-ci ne sera mobilisée que pour des crues de période de retour importante. De plus, le développement ou non des végétaux est fonction de la fréquence d'inondation des bancs. Si ces bancs de graviers sont inondés fréquemment la reconquête végétale est difficile. Une forte végétalisation des bancs a tendance à réduire la largeur de la bande active et à réduire la tresse à un chenal principal.

Pour comprendre le fonctionnement et le schéma de tressage de ce type de cours d'eau, il est important de connaître la chronologie des événements de fort débit antérieurs. Le développement de la végétation change aussi la rugosité et donc la vitesse de l'écoulement (Paola, 2001a; Hicks *et al.*, 2007). Bien qu'il soit actif dans l'évolution d'une rivière en tresses, le rôle de la végétation environnante et de la végétalisation des terrasses n'est pas traité dans cette thèse.

2.3.4 Typologie des formes

Les morphologies remarquables dans un système en tresses sont les couples bancs/confluences, de tailles variables, au même titre que le couple seuil-mouille pour les rivières à bancs alternés (Ashworth *et al.*, 1992). Afin de décrire au mieux les morphologies des tresses, différents auteurs ont proposé des classifications des formes.

2.3.4.1 Ordres

Les systèmes en tresses présentent une grande complexité apparente. Toutefois, une hiérarchisation des formes peut être proposée, si bien que les bancs et les chenaux peuvent être classés selon un ordre. La complexité des motifs de tressage rend difficile ce classement sans des définitions précises. Selon l'ordre établi par Williams et Rust (1969) (Fig. 2.15 A), les bancs d'ordre 1 sont les principales formes (macroformes) et les bancs d'ordre 2 et 3 sont des bancs d'ordre 1 disséqués. La distinction entre les ordres 2 et 3 n'est pas précise (Bridge, 1993) alors que ces derniers peuvent être des bancs à part entière et non des résidus. Selon Bristow (1987) (Fig. 2.15 B) l'ordre des bancs se réfère à l'ordre des chenaux qui les contournent. Bridge (1993) propose une hiérarchisation (Fig. 2.15 C) selon laquelle les macroformes et leurs chenaux adjacents sont d'ordre 1 et les chenaux incisant les macroformes sont d'ordre 2.

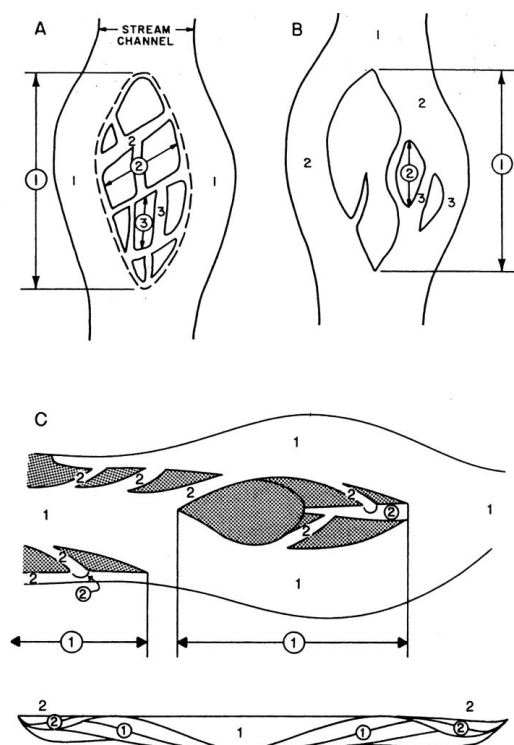


FIGURE 2.15 – Schéma de l'ordre des bancs et des chenaux selon A) Williams et Rust (1969) , B) Bristow (1987) et C) Bridge (1993) d'après Bridge (1993)

2.3.4.2 Classification des formes

A l'instar de Bridge (1993) et Hoey (1992), Church et Jones (1982) ont classé les formes selon leur taille. Le temps t_e de la table 2.1 est défini comme le temps d'un évènement.

Ces différents classements peuvent s'avérer utiles dans l'étude de l'évolution d'un système en tresses. Si l'on rapproche ce classement de celui proposé par Bridge (1993), les mégaformes correspondent à l'ordre 1 et les macroformes à l'ordre 2. Les plus petites classes (instantanée et mésoforme) n'ont pas d'équivalent dans le système proposé par Bridge (1993).

2.3.4.3 Incision des bancs - Avulsions

Les chenaux principaux des rivières en tresses sont relativement stables (par rapport à des formes plus petites et plus vivaces : à l'échelle des mésoformes selon le classement de Hoey (1992)) et de tailles importantes. Les chenaux secondaires morcellent les formes et conduisent à des formes complexes à l'intérieur des bancs déjà formés. Les bancs transversaux sont généralement disséqués par des débits de faibles magnitudes (Williams et Rust, 1969) et forment des berges plus au moins parallèles à l'écoulement.

Certains de ces chenaux secondaires sont ce que l'on appelle des avulsions. Les avulsions, que l'on peut définir comme des néo chenaux, se forment à partir d'un mince filet d'eau qui circule sur un banc avec un dénivelé transversal important (Fig. 2.16). Au fur et à mesure que la hauteur d'eau augmente, des sédiments commencent

Classe	Échelle d'espace	Longueur d'onde (m)	Temps de relaxation	Forme élémentaire	Facteur influent
Instantanée	Grain	-	Instantané	-	Variation stochastique de l'écoulement
Mésoforme	Hauteur d'eau	$10^{-1} - 10^2$	$\simeq t_e$	Particule, patches, rides...	Variation dans l'écoulement au niveau de la couche limite
Macroforme	Largeur du chenal	$10^1 - 10^3$	$\geq t_e$	Bancs, dunes	Régime géomorphologie, variation du transport solide
			$\gg t_e$	Bancs complexes	régime géomorphologie
Mégaforme	Multiples largeurs du chenal	$> 10^3$	Temps de régime	Assemblage des bancs	Régime géomorphologie, zone de stockage

TABLE 2.1 – Différentes définitions des bancs selon Hoey (1992)

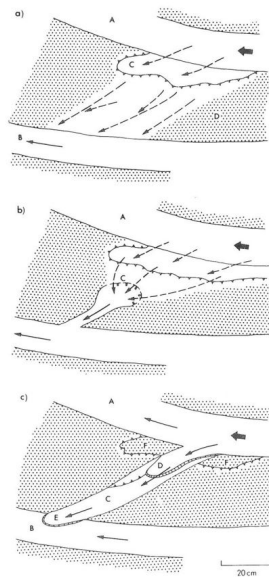
à être transportés sur de faibles distances, formant un lobe. Lorsqu'un chenal est bien défini à la surface du banc, la forte pente provoque une érosion régressive et agrandit la section de l'écoulement pour aboutir à un nouveau chenal. Généralement, il ne s'agit pas d'un ancien chenal (Ashmore, 1982).

Le principe de formation des rivières en tresses est lié à la dynamique des avulsions et la mobilité des chenaux principaux (Gardner et Ashmore, 2011). Ashworth *et al.* (2007) ont en effet observé une augmentation de la fréquence des avulsions en fonction de l'augmentation du taux de sédimentation : il y a de nombreux avulsions actifs sur un système en phase de dépôt, d'aggradation.

2.3.4.4 Rôle des zones d'affouillements - Confluences

Le système banc/zone d'affouillement est l'élément central du motif d'une rivière en tresses. On y retrouve deux types de zones d'affouillements, à la jonction de deux chenaux ou alors attenante aux bancs. Les mouilles de jonction se forment via le courant consécutif à la réunion de deux chenaux (Fig. 2.17). Leur profondeur est d'environ 4 à 5 fois la profondeur des chenaux contributeurs et dépend de l'angle avec lequel les chenaux se rejoignent et aussi de leur contribution relative (Mosley, 1976; Ashmore et Sauks, 2006; Ashmore et Parker, 1983). Ces mouilles jouent un rôle important dans la dynamique de la tresse : elles conditionnent la place des bancs et sont une zone de concentration forte de l'écoulement.

Les mouilles attenantes aux bancs se forment avec le contact oblique de l'écoulement sur les berges (Ashmore, 1982). Ces formes rappellent celles présentes dans les systèmes de bancs alternés : le contact de l'écoulement avec les berges crée une



(a) Schéma de formation des avulsions d'après Ashmore (1982)



(b) Exemple d'avulsions sur le Drac

FIGURE 2.16 – Les avulsions

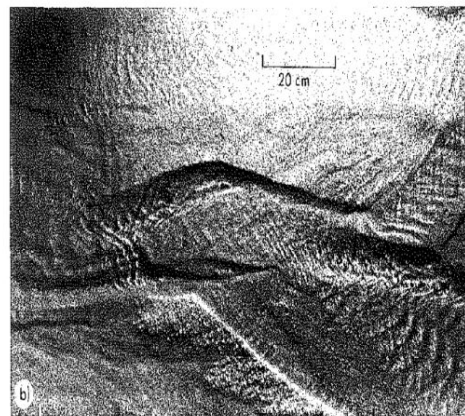
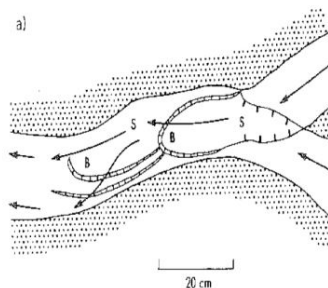


Figure 6. (a) Bars (B) deposition downstream of pronounced local scour pools (S) (b) Example from the model

FIGURE 2.17 – Schématisation d'une confluence avec dépôt d'un banc à l'aval, Ashmore (1982)

zone d'affouillement, qui participe activement au transfert sédimentaire.

Dans leurs expériences sur l'étude des paramètres morphologiquement influents, Bertoldi *et al.* (2009b) se sont entre autre intéressés au nombre de nœuds (confluences de deux chenaux) et de chenaux (Fig. 2.14a). Ils ont observé que le nombre de zones d'affouillement se réduit avec la simplification du motif de tressage, en accord avec Ashmore (2009). Ils ont conclu par ailleurs qu'une rivière en tresses tend vers un équilibre en terme de largeur de bande active (Bb sur la figure 2.14a), de nombre de branches et de nœuds par sections en travers. Ces critères peuvent participer à la détermination de l'état d'équilibre d'un système en tresses.

2.3.5 Caractérisation morpho-métrique des rivières en tresses - Variation

Les notions de pente d'équilibre et d'équilibre plus généralement (paragraphe 2.1.4), ont été démontrées pour les écoulements contraints, rectilignes. La transposition à des systèmes divaguant est délicate car un nouveau paramètre vient s'ajouter : la largeur. En effet, pour les types de rivières que l'on considère, la largeur de l'écoulement est variable dans le temps et dans l'espace. Ainsi, la réponse du système à un changement de conditions ne se déroule pas nécessairement selon le principe de Lane (1955).

Pour caractériser un état d'équilibre, Germanoski et Schumm (1993) considèrent qu'un modèle expérimental de rivière en tresses s'est stabilisé lorsque le schéma de tressage reste le même (avec tout de même destruction et formation de nouveaux bancs) et que le débit solide sortant est proche de celui de l'entrée. Warburton (1996) au cours de ses différentes expériences n'a pourtant jamais pu observer une égalité de transport amont/aval.

Cependant, bien qu'il ne s'agisse pas des mêmes critères d'équilibre que pour les rivières classiques, les rivières en tresses et à méandre tendent bien vers un équilibre. Afin de pouvoir le caractériser en tenant compte des spécificités de ces systèmes alluviaux, des indices fondés sur leur morphologie ont été proposés.

2.3.5.1 Intensité de tressage

Il existe différents indices pour décrire l'intensité de tressage (Table 2.2, selon Ashmore (2009)). De nombreux auteurs ont proposé leur définition de l'intensité de

Intensité de tressage	Terme générique désignant la complexité de la forme en plan
Indice de tressage	Moyen de mesure de l'intensité de tressage : (1) Nombre moyen de chenaux par profil (2) rapport largeur chenaux sur largeur rivière ("sinuosité totale")
Intensité de tressage actif Indice de tressage actif	Ne concerne que les chenaux actifs en transport et impliqués dans les changements morphologiques.
Longueur caractéristique	Terme générique désignant la longueur caractéristique de la morphologie en plan. Ex. longueur d'onde des bancs de graviers

TABLE 2.2 – Indices morphologiques de tressage selon Ashmore (2009)

tressage, et les principales définitions sont reportées par Egozi et Ashmore (2008) (Fig. 2.18). Ces intensités permettent de suivre l'évolution du schéma de tressage. L'indice de tressage (*Braiding Index*, qui est une mesure de l'intensité de tressage) proposé par Brice (1964) est la longueur des îles (ou bancs) rapportée à la longueur du tronçon considéré. Plus cet indice est grand, plus le système est "tressé".

Lors de ses expériences en laboratoire, Warburton (1996) a démontré que le transport solide décroît avec l'augmentation de l'intensité de tressage : un système avec un grand nombre de bancs possède un flux de transport solide faible. Warburton et Davies (1994), eux, ont observé à partir de leurs données qu'une augmentation

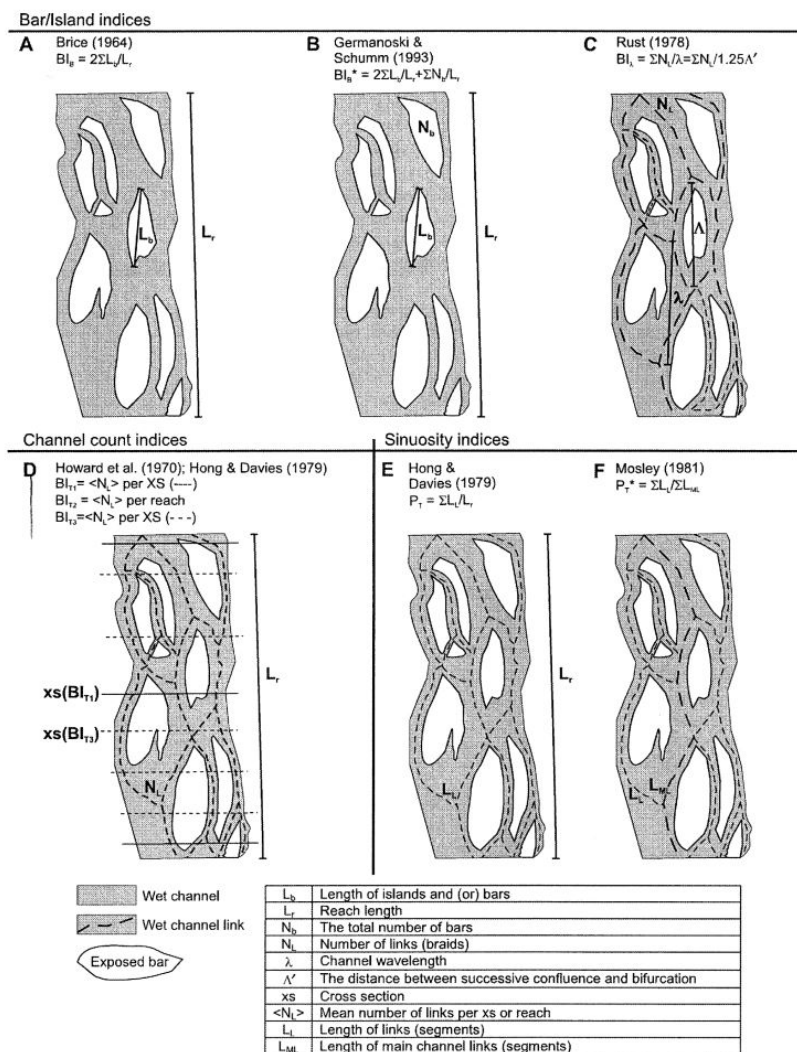


FIGURE 2.18 – Critères de mesure de l'intensité d'une rivière en tresses d'après Egozi et Ashmore (2008) selon Brice (1964); Germanoski et Schumm (1993); Rust (1978); Howard *et al.* (1970); Hong et Davies (1979); Mosley (1981)

de l'intensité de tressage est liée à une augmentation du transport solide. La comparaison "brutale" des deux expériences n'est pas tout à fait juste, car comme l'a suggéré Ashmore (1988), la pente joue un rôle important : l'ajustement sur la pente est "obligatoire" car l'augmentation de l'intensité de tressage divise l'écoulement et réduit la hauteur d'eau moyenne, et provoque à pente égale une diminution du transport solide. Il faut considérer les résultats toute chose étant égales par ailleurs, ce qui n'est pas le cas ici.

Ces intensités de tressage présentent donc une limitation : leur caractère 2D rend impossible la prise en compte de la variabilité dans les 3 dimensions (donc la pente). La hauteur des bancs et les variations associées ne sont pas considérées et l'intensité ne peut pas rendre compte d'un comportement temporel (Warburton, 1996).

Les travaux de Egozi et Ashmore (2008, 2009) Les travaux les plus récents (et les plus complets) sur l'intensité de tressage sont ceux de Egozi et Ashmore

(2008, 2009). Ils proposent de distinguer deux intensités de tressage en fonction de l'activité des chenaux. L'intensité de tressage totale (BI_T) et l'intensité de tressage active (BI_A). L'intensité de tressage totale est définie comme la somme des chenaux en eau comptés par section, divisée par le nombre de sections en travers (un chenal est considéré en eau lorsque la hauteur d'eau est supérieure à 2 fois la taille des médianes des grains (Bertoldi *et al.*, 2009a; Ashmore, 1988)). Il s'agit du nombre moyen de chenaux en eau par section.

De la même façon, l'intensité de tressage active est le nombre de chenaux dans lesquels le transport solide est visible. La surface concernée par les changements morphologiques n'est qu'une partie de la surface totale, ou formulé différemment, l'intensité de tressage active est toujours inférieure à l'intensité de tressage totale. Un ratio entre les deux valeurs est observé : $BI_A/BI_T \sim 0.4$. Lors de la formation initiale du motif de tressage ou consécutivement à l'augmentation du débit liquide, l'intensité totale de tressage augmente pour se stabiliser autour d'une valeur. Les fluctuations autour de cette valeur, bien que faibles, existent. Il y a donc une intensité de tressage totale maximale.

Les auteurs interprètent l'intensité totale de tressage comme un témoin des événements morphologiques ; sa variation est lente. L'intensité de tressage active varie de façon rapide et est liée à la mobilisation des bancs.

La détermination des chenaux en eau est assujettie à l'écoulement. L'inconvénient donc de ces deux intensités est leur dépendance à la hauteur d'eau et au débit. Il est donc relatif à un état particulier du système.

2.3.5.2 Le Bed Relief Index BRI

Les nombreux chenaux et bancs donnent aux systèmes en tresses un faciès accidenté. Pour rendre compte de cette variabilité spatiale, sans dépendance au débit, Smith (1970) propose un indice : le Bed Relief Index (BRI). Il est défini par l'équation 2.18 et un exemple de profil est proposé en figure 2.19. Les T_i représentent les

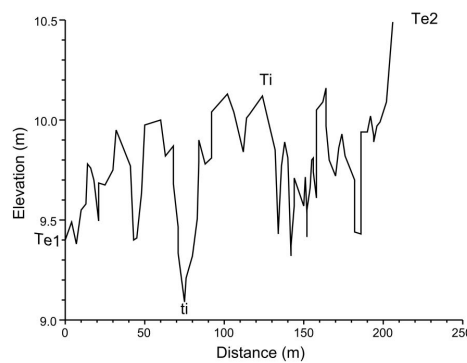


FIGURE 2.19 – Application du Bed Relief Index (BRI) sur un exemple de profil en travers sur l'Asse, Alpes de Haute Provence

points hauts d'un profil en travers, t_i les points bas, L_{smith} la largeur du transect. Les points T_{e1} , T_{e2} sont les altitudes des berges. Si ce sont des points bas (*respectivement*

hauts), la valeur est ajoutée (*respectivement* soustraite).

$$BRI(Smith) = 100 \frac{2 [(T_1 + \dots + T_n) - (t_1 + \dots + t_n)] \pm Te_1, Te_2}{L_{smith}} \quad (2.18)$$

Hoey et Sutherland (1991) proposent l'équation 2.19 avec z_i la différence entre l'altitude de point x_i et l'altitude moyenne du profil.

$$BRI(Hoey) = \frac{1}{(x_n - x_1)} \sum_{i=1}^{n-1} \sqrt{\frac{z_i^2 + z_{i+1}^2}{2}} (x_{i+1} - x_i) \quad (2.19)$$

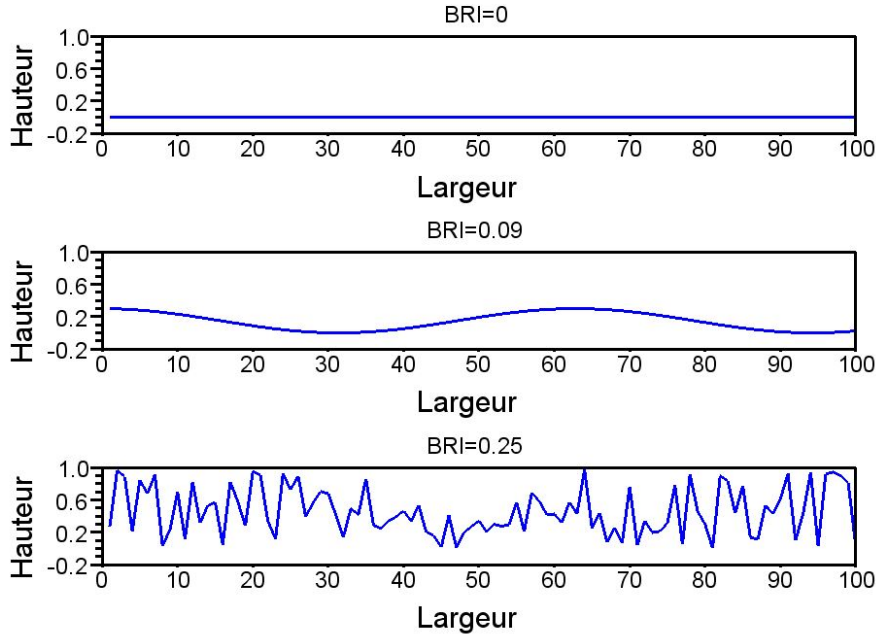


FIGURE 2.20 – Exemple de valeur de BRI suivant différents profils selon la formule de Hoey et Sutherland (1991), avec les mêmes échelles altitudinales

Un BRI fort est signe de chenaux incisés, le profil en travers est très accidenté. Un BRI faible témoigne d'une petite variabilité altitudinale le long d'une section en travers (Fig. 2.20). Ainsi, pour une rivière en exhaussement, le BRI est faible et il est fort pour une rivière en incision (Hoey et Sutherland, 1991). Plus le BRI est fort, plus le débit doit être important pour changer la forme en plan.

Liébault *et al.* (2012) ont étudié une large série de rivières en tresses sur Sud-Est de la France. Les auteurs proposent un nouvel indice adimensionnel inspiré du BRI de Hoey (1992) (Eq. 2.20), avec Z , la moyenne d'un profil en travers, z_i l'altitude du lit au point x_i , calculée seulement sur la bande active, il s'agit de l'écart-type adimensionnalisé :

$$BRI^* = \frac{1}{x_n - x_1} \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (z_i - Z)^2} \quad (2.20)$$

La détermination du caractère aggradé ou érodé du système se fait par une étude comparée de profils actuels avec des profils datant du début du XX^{ème} siècle.

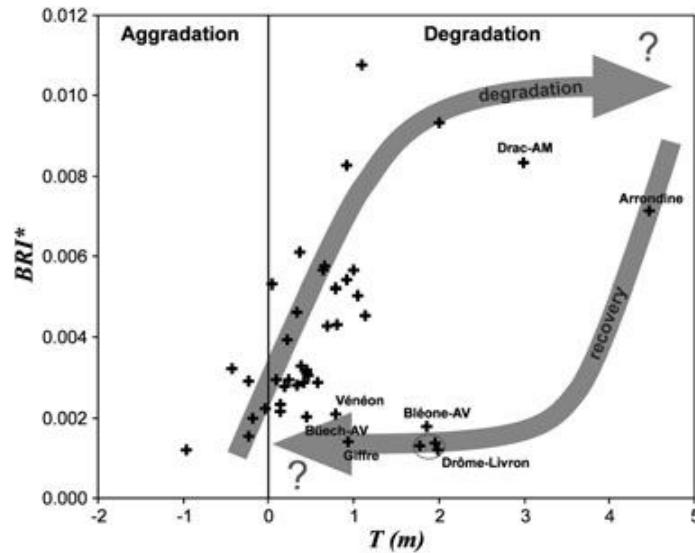


FIGURE 2.21 – Le BRI^* en fonction du dénivelé entre les terrasses végétalisées (T) et la bande active

Les systèmes, à l'heure actuelle, en incision sont ceux sur lesquels d'importantes industries d'extraction de graviers étaient situées.

Une hystérésis existe entre la hauteur des terrasses (T) et le BRI^* , révélant un effet de cycle entre les systèmes en aggradation et en dégradation (Fig. 2.21). Les systèmes, en aggradation tendent vers une valeur de BRI^* faible, alors que les systèmes en érosion tendent, eux, vers un BRI^* fort.

2.3.5.3 Sinuosité

La sinuosité que l'on a évoquée précédemment est définie comme la longueur des chenaux par unité de longueur du fond de vallée ($\frac{L_c}{L_t}$ Fig. 2.22). Une sinuosité

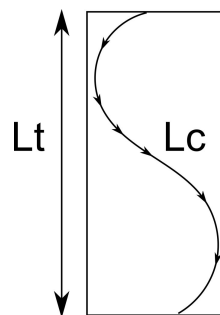


FIGURE 2.22 – Calcul de la sinuosité d'une rivière

de 1 indique que le chenal est rectiligne suivant la direction du fond de vallée. Une sinuosité forte indique que le chenal fait beaucoup de détours. Ashmore (2009) a proposé l'équation 2.21, avec P la sinuosité, Q le débit annuel moyen, S_v la pente du fond de vallée et D_{84} le diamètre des grains tel que 84% des sédiments présentent

un diamètre inférieur sur un modèle de rivière en tresses.

$$P = 1 + 5,52.(QS_v)^{0.4}D_{84}^{-0.14} \quad (2.21)$$

L'application du calcul de sinuosité pour les systèmes en tresses est possible en considérant chaque chenal individuellement. Cette relation indique que l'augmentation du débit provoque une augmentation de la sinuosité.

2.3.5.4 Bacs et longueurs d'ondes

Les bacs de graviers des rivières en tresses s'organisent selon une longueur d'onde particulière (Hundey et Ashmore, 2009; Ashmore, 1991b) en fonction de la largeur. Plus précisément, la distance entre deux bacs (ou plutôt entre deux bifluences dans leur étude) est aux alentours de 4 à 5 fois la largeur du chenal (Hundey et Ashmore, 2009).

2.3.6 Formation et dynamique des tresses

2.3.6.1 Formation

La mise en place du motif de tressage connaît différents scénarios : initialement, il se développe à partir soit -1^{er} cas - d'un bac central soit - 2^{ième} cas - de deux bacs alternés (Hundey et Ashmore, 2009; Smith, 1970), dans des matériaux non cohésifs (Leopold et Wolman, 1957).

La formation d'un bac alterné (Fig. 2.23a) modifie l'écoulement en créant des zones d'érosion (pente forte) et des zones de dépôt (pente faible). L'alternance de ces zones va favoriser la concentration en sédiments et créer ainsi un nouveau bac. La formation des bacs alternés conduit l'écoulement à s'élargir et la sinuosité augmente (Fig. 2.23b et 2.24a). Cet élargissement est fortement conditionné par le caractère friable des berges (Bridge, 1993).

Lorsqu'une valeur seuil de la sinuosité est atteinte, une nouvelle bifurcation de l'écoulement apparaît (Bertoldi *et al.*, 2009b). Ashmore (1991b) a observé que cette nouvelle bifurcation se produit généralement par l'incision d'un bac alterné (Fig. 2.23c). Ce schéma de formation est le plus répandu dans la littérature (Ashmore, 1991b).

Le second mode de formation repose sur la discontinuité du transport solide et la formation d'un bac central (Fig. 2.24b). Un dépôt de sédiments se forme au milieu du chenal (sous l'action d'une réduction de la section d'écoulement en amont). Ce dépôt provoque localement une diminution de la hauteur d'eau, le point haut du bac se rapproche de la surface libre, l'écoulement finit par contourner cet obstacle et un bac central émergé se forme alors (Ashmore, 1991b; Hundey et Ashmore, 2009; Leopold et Wolman, 1957). L'écoulement s'élargissant, le bac central finit par être disséqué, et de nouveaux chenaux apparaissent.

D'autres principes de formation existent (Fig. 2.25). En effet, Bridge (1993) rentre un peu plus dans le détail et considère deux sous types. Les figures 2.25 A et C reprennent les deux grands types de formation : bacs alternés ou bac central. Il expose deux sous-catégories en prenant en compte de possibles avulsions (2.25 B et D). Toutefois le principe socle de dépôt/érosion de formation de cette morphologie reste le même.

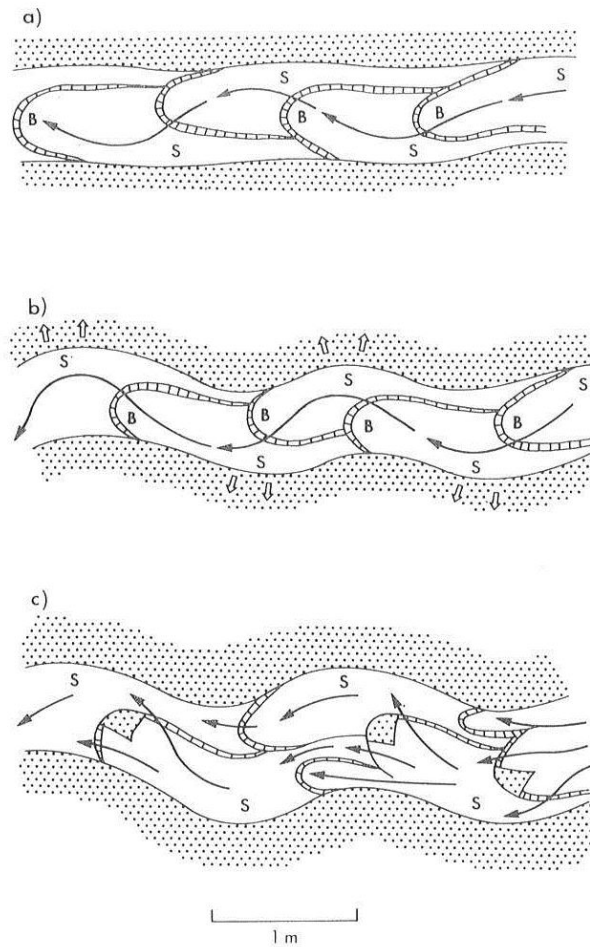


FIGURE 2.23 – Formation d’une rivière en tresses d’après Ashmore (1991b), *B* se rapporte à banc et *S* se rapporte aux mouilles.

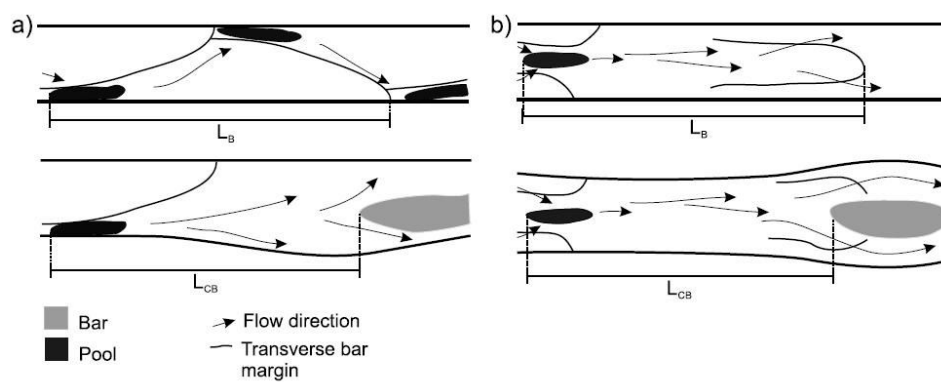


FIGURE 2.24 – Formation d’une rivière en tresses d’après Hundey et Ashmore (2009)

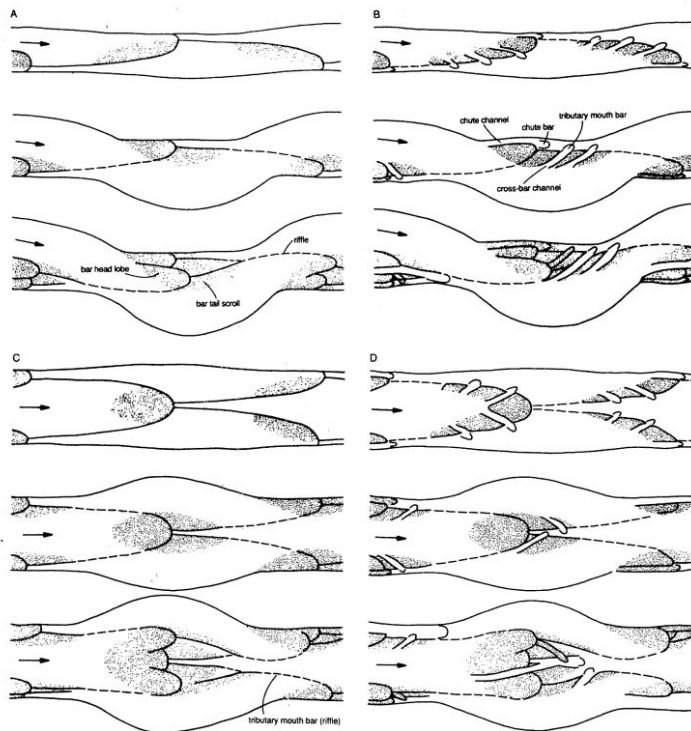


FIGURE 2.25 – Différents scénarios de la formation d'une rivière en tresses d'après Bridge (1993)

2.3.7 Influence de la variabilité de la source sédimentaire sur la morphologie d'une rivière en tresses - Impact des crues

2.3.7.1 Influence des paramètres

Les paramètres hydrauliques et morphologiques (ou intervenant dans le transport sédimentaire) sont tous dépendants les uns des autres. Un changement sur l'une des variables impacte directement les autres paramètres (Fig. 2.26). L'un des points

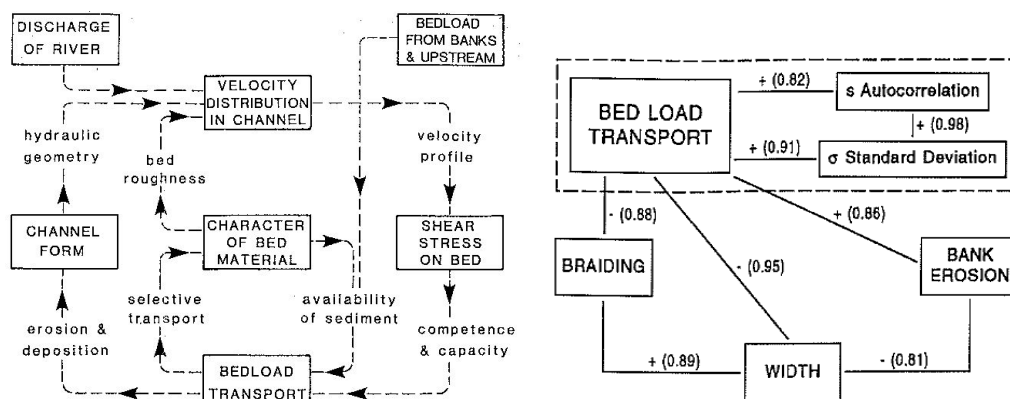


FIGURE 2.26 – Résumé de l'influence des différents paramètres selon Ferguson (1992) et Warburton et Davies (1994)

majeurs qui différencie les systèmes en tresses (ou les bancs alternés) d'un système rectiligne est la notion d'érodabilité des berges : *bank erosion* ou *bedload from bank* selon le schéma. La vitesse de migration des bancs et plus généralement des vagues sédimentaires est contrôlée par la vitesse d'érosion des berges (Bertoldi et Tubino, 2005).

Selon le principe de la balance de Lane (Fig. 2.6) et dans l'esprit des figures 2.26, un changement dans les conditions d'alimentation influence la dynamique du système. Deux régimes se distinguent : l'érosion et l'exhaussement (ou aggradation ou encore dépôt).

En phase de dépôt dans un système en tresses, la formation de nouveaux bancs provoque un élargissement de la rivière, un changement dans la rugosité du lit et une augmentation de l'indice de tressage. Un tarissement sédimentaire en revanche conduit à l'incision des chenaux (Germanoski et Schumm, 1993; Nicholas, 2000). Notons la forte corrélation en valeur absolue entre les paramètres de transport solide, largeur et érosion des berges du schéma de Warburton et Davies (1994) (Fig. 2.26) : un écoulement large provoque une diminution du transport solide ainsi qu'une diminution de l'érosion des berges. À l'inverse, un écoulement étroit s'accompagne d'un transport solide très actif.

En phase d'intensification de tressage (augmentation du nombre de chenaux actifs par section), il n'y a pas de formation de nouvelles branches mais un développement de celles déjà existantes (Ashmore, 2009). Seule la position des bancs évolue (par migration et non pas leur nombre (Germanoski et Schumm, 1993)). En revanche, lors de l'augmentation du débit liquide, il y a création de nouveaux chenaux actifs (Bertoldi *et al.*, 2009b), par avulsion.

2.3.7.2 Impact d'un changement de conditions d'alimentation solide sur un motif de tresses

Des travaux ont été réalisés expérimentalement afin de voir la réponse morphologique suite à des changements de conditions amont. Germanoski et Schumm (1993) ont étudié le passage d'un état d'équilibre à un état soit d'aggradation soit d'érosion par le biais de 29 expériences en granulométrie uniforme puis étendue.

L'aggradation est simulée par un excès de sédiments (par rapport au débit de sortie) introduits à l'amont. L'érosion est simulée par un débit d'entrée de sédiments nul. Les principales conclusions de leur étude se trouvent consignées dans le tableau 2.3.

Notons la contradiction avec les prédictions de Hoey et Sutherland (1991) que nous avons évoquées dans le paragraphe 2.3.5.2, où une aggradation provoque une diminution du *BRI*. Dans l'étude de Germanoski et Schumm (1993), une aggradation s'accompagne d'une augmentation du *BRI*.

Cette apparente contradiction entre les deux résultats est à considérer avec précaution. En effet, dans les travaux de Germanoski et Schumm (1993), les systèmes en aggradation ont très rapidement et très fortement évolué : les sections en travers étudiées ont totalement été remaniées par l'aggradation. L'augmentation de la rugosité de surface est aussi le résultat de l'intensité de l'aggradation et de l'apparition d'un plus grand nombre de bancs et de formes. L'analyse faite par Hoey et Sutherland (1991) est plus focalisée sur la réaction des zones actives.

Variable	Transition éq./aggradation		Transition éq./érosion	
	Sable	Gravier	Sable	Gravier
Nombre de bancs	+	+	-	-
BRI	+	+	-	-
Taille des bancs	+-	+-	+	+
Nombre de dune longitudinales	+	+	-	-
Bed relief	+	+	+	+

TABLE 2.3 – Récapitulatif des changements morphologiques induits par un changement de flux sédimentaires selon Germanoski et Schumm (1993)

Sur le terrain, lors de crues, la morphologie des formes est modifiée. Une reconnaissance visuelle est alors théoriquement possible. En pratique, ces formes sont souvent le résultat de plusieurs phénomènes consécutifs et les morphologies se retrouvent combinées. Il est alors très ardu d’associer un changement morphologique à un événement particulier. Bien que de forts événements dessinent le schéma de tressage dans son intégralité, des débits moindres sont à l’origine de changements dans l’organisation des bancs (Bertoldi *et al.*, 2010). La grande variété de chenaux et de morphologies induit des comportements différents (Bertoldi *et al.*, 2010; Chappell *et al.*, 2003). Ainsi, des événements faibles en intensité mais fréquents ont un impact non négligeable sur la morphologie de certain chenaux (Chappell *et al.*, 2003). De plus, les changements morphologiques sont différents selon la taille des chenaux : les chenaux les plus étroits s’élargissent tandis que les plus larges ne changent pas (Warburton, 1996).

Ces petits événements ne sollicitent pas l’ensemble de la bande active. Sur la rivière du Tagliamento, Bertoldi *et al.* (2010) ont observé que seulement 10 % de la largeur est modifiée par un événement mineur et 60% pour le débit de plein bord, le restant est inchangé (bien qu’il y ait passage de vagues sédimentaires qui participent pourtant à la migration des bancs, influençant directement le motif de tressage).

Dans la dimension longitudinale, une perturbation ne s’applique pas instantanément sur l’ensemble du système. Il y a un temps de réponse qui dépendra de la position du secteur en question. Ainsi, pour étudier la réponse spatiale à une perturbation, Germanoski et Harvey (1993) sur leur modèle de rivière en tresses ont changé l’apport solide provoquant une incision d’un bief amont. Les volumes de sédiments mis en mouvement garantissent un apport suffisant (même en excès) au bief aval pour garder un motif de tressage, allant même jusqu’à provoquer une aggradation en aval. Sur un même système, ils ont donc observé deux comportements différents : des terrasses à l’amont signes d’une incision et un système en tresses à l’aval. Le système évolue dans le temps lorsque l’érosion se propage vers l’aval.

En crue, la variation de conditions hydrauliques est complétée par la variation de la source sédimentaire. La fourniture sédimentaire n’est pas constante au cours d’un événement, que ce soit en quantité ou de qualité (granulométrie). Il y a formation de couches sédimentaires de tailles, de granulométrie et d’épaisseurs différentes. Ces phénomènes morphogènes jouent sur la composition des chenaux, influençant leur profondeur (Hoey et Sutherland, 1991).

Travaux de Pryor *et al.* (2011) Pryor *et al.* (2011) ont étudié l'impact d'une érosion et d'une aggradation sur une rivière à graviers par deux approches, l'une sur un modèle physique, l'autre sur une rivière naturelle à tronçons tressés, la Cueno Creek dans le nord de la Californie. Intéressons-nous à leurs méthodes et résultats.

Une aggradation a provoqué un dépavage de la surface des chenaux ainsi qu'une augmentation de la pente. Lors de ces phases, ils ont observé une morphologie en tresses.

Inversement, un processus d'érosion conduit à une augmentation du pavage de surface et à une réduction de la pente, avec une morphologie en chenal unique fortement incisé.

Dans le détail, regardons leurs résultats sur le transport solide (Fig. 2.27). Le principe de leurs expériences est de changer l'apport amont de sédiments. On peut distinguer deux comportements différents du transport solide en sortie en réponse au même type de sollicitation. Les figures correspondant aux expériences 4 et 5 montrent qu'à la suite d'un arrêt d'apport solide, le transport solide en sortie chute exponentiellement (comme a observé Lisle *et al.* (1993)). Les figures se reportant aux expériences 1 à 3 montrent un pic de transport solide en sortie avant une chute brutale, indiquée par les flèches. Ils justifient ces deux résultats en introduisant deux phases dans l'évolution du transport solide et du stockage des sédiments (Lisle et Church, 2002) : la phase 1 correspond à un lit peu pavé alors que la phase 2 correspond à un fort pavage. Le décalage entre les diminutions de transport solide par rapport au changement de conditions amont vient de la distinction entre ces deux phases. Les expériences 4 et 5 présentent un fort pavage tout au long de l'expérience ce qui implique une mobilité réduite des sédiments (il n'y a pas mention de destruction du pavage et de création de nappe de charriage). Les expériences 1 à 3 présentent une phase avec une grande mobilité des sédiments et présentent donc la possibilité d'une grande variabilité temporelle.

Les conclusions de leur travail soulignent ainsi l'importance du taux de pavage du lit. Au début de chaque phase d'érosion, la granulométrie de sortie était proche de celle de l'entrée : l'absence de tri sélectif et les grandes variations dans le transport solide de sortie témoignent de la présence de nappes de charriage. A l'inverse des dépôts sélectifs ainsi qu'une diminution exponentielle du transport est signe d'un développement d'une armure de surface.

2.3.7.3 Un système en constante évolution

Le motif de tressage est « vivant », les expériences rapportées dans la littérature mettent en avant le caractère mobile du motif de tressage, bien que le système soit à l'équilibre. Le système est toujours actif, même lorsque les conditions amont sont constantes. Plus particulièrement, Ashmore (1982) a observé expérimentalement que la répartition du débit dans les différentes anabranches change sans forçage extérieur, impactant la morphologie continuellement.

Ainsi, des lobes sédimentaires que l'on peut assimiler à des dunes longitudinales (et non à des bancs) sont observés par Germanoski et Schumm (1993) sur leurs modèles. Les sédiments transportés roulent de façon continue sur la face supérieure des lobes et plongent vers la face d'avalanche. Dans leurs expériences, la migration de ces lobes représente une grande partie du transport sédimentaire. Quelle que soit la

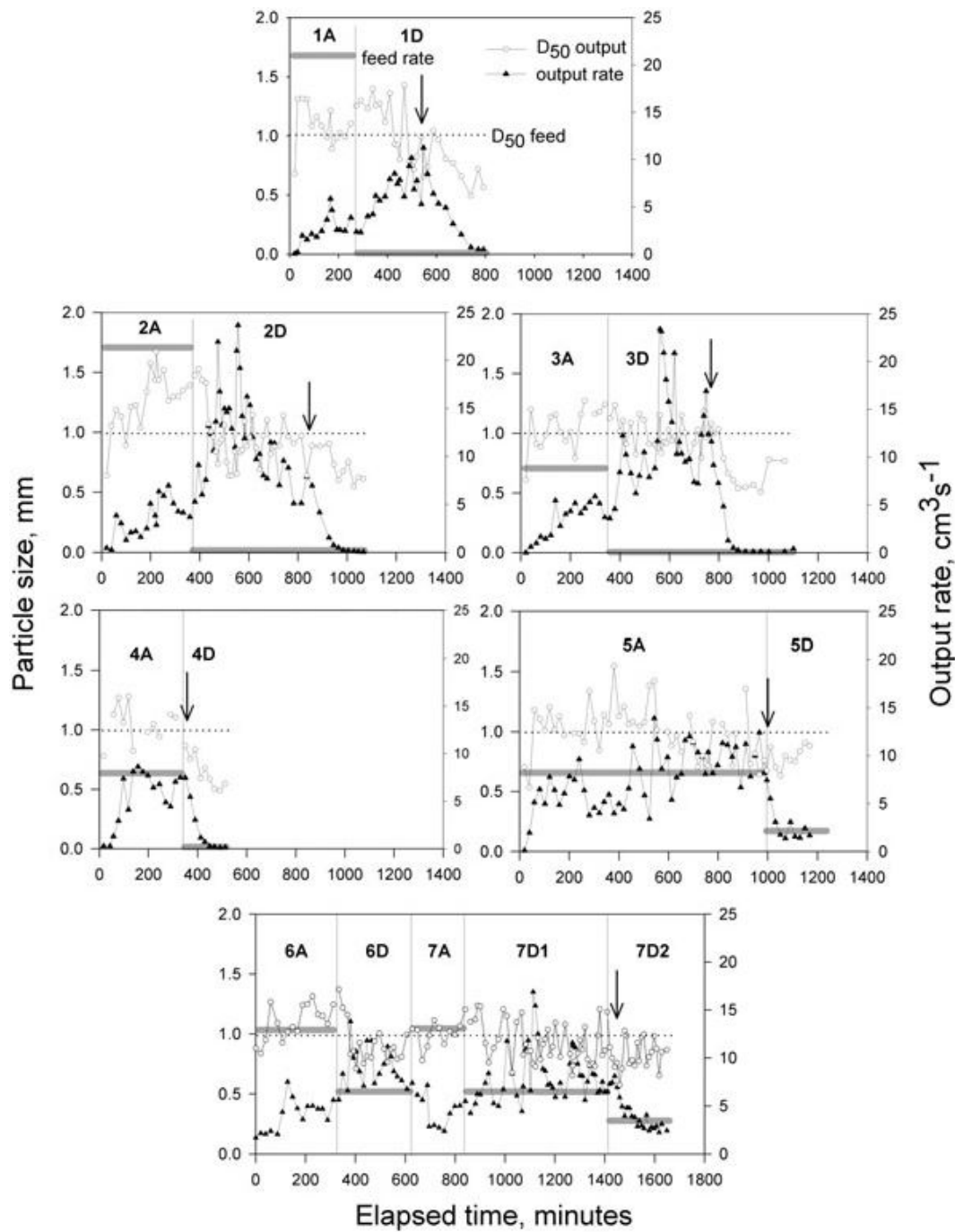


FIGURE 2.27 – Transport en entrée et en sortie en fonction du temps, expériences de Pryor *et al.* (2011). La légende des schémas se situe dans la première vignette

nature du sédiment (sable ou mélange sable/gravier), le nombre de lobes augmente avec la fourniture sédimentaire. En présence de graviers, leur mobilité est réduite, et ces lobes ont tendance à se déposer, formant l'amorce du développement d'un banc.

2.3.7.4 Évaluation des volumes d'érosion/dépôt et estimation du transport solide

Ferguson (1992) propose une méthode pour évaluer l'évolution du stock sédimentaire suite à un évènement à partir de profil en travers. Il superpose deux profils en travers de la même section à des instants différents et des zones d'érosion ou de dépôt sont définies. Il calcule de volume érodé V_i selon l'équation 2.22.

$$V_i = \frac{1}{6}(x_i - x_{i-1})(2w_i d_i + w_{i-1} d_i + w_i d_{i-1} + 2w_{i-1} d_{i-1}) \quad (2.22)$$

Avec i , la i ème section en travers, x_i la position du profil sur le chenal, w_i la largeur de la zone d'érosion et d_i la profondeur de la zone d'érosion pour chaque section en travers (il s'agit d'une modélisation simplifiée du profil en travers). De cette relation, il en déduit le transport solide par unité de longueur q_s défini par l'équation $q_s = \frac{V_e L_{fer}}{A_e T}$ avec V_e le volume érodé pendant la durée T , A_e surface de l'érosion, et L_{fer} la distance de parcours entre les zones d'érosion et de dépôt définie comme $L_{fer} = \sum x_i w_i d_i / \sum w_i d_i$.

Kelsey *et al.* (1987) définissent, eux, des zones de stockage par rapport à la fréquence à laquelle l'écoulement mobilise les sédiments. Hoey (1996) et Hoey et Sutherland (1991) préfèrent un classement par rapport au transport solide :

- Zone Active : Sédiments stockés par charriage dans les chenaux actifs
- Zone Semi-active : Sédiment stockés sur les bancs immergés ou dans les chenaux sans trace de transport solide
- Zone Inactive : Sédiment stockés dans les bancs émergés
- Zone Passive : Sédiments stockés dans les berges initiales

La zone dite passive selon ce classement se réfère à la notion de terrasses alluviales précédemment évoquée.

Pour qualifier l'intensité d'un évènement, Hoey (1996) définit un paramètre A^* défini par l'équation 2.23, avec $A_{j,t}$ la surface de sédiments (zone de stockage) au-dessus du niveau moyen de la bande active. La différence $A_{j,t+1} - A_{j,t}$ est considérée comme la variation nette de la surface de stockage. Elle ne peut être qu'un minimum, car cette différence intègre les variations qui ont eu lieu entre t et $t + 1$ sans en connaître la valeur instantanée, négligeant les effets de compensation à l'échelle d'un évènement.

$$A^* = \frac{1}{2} \left[\frac{A_{j,t+1} - A_{j,t}}{A_{j,t} + A_{j,t+1}} \right] \quad (2.23)$$

Cette valeur A^* reflète le taux de variation de surface de stockage de l'instant t à $t + 1$. En fonction des valeurs que prend le paramètre A^* , il définit une intensité d'aggradation ou d'érosion (Table 2.4).

Ces différents indices ont été élaborés sur la base des données expérimentales et de terrain.

2.3.8 Influence du tri granulométrique sur les motifs de rivières en tresses

Le tri granulométrique est couramment observé dans les systèmes en tresses. Il joue un rôle important dans la dynamique. Ce tri implique une dissociation des comportements des sédiments selon leur taille et en favorisant le dépôt des sédiments les

Valeur de A^*	Intensité
$A^* < -0.1$	Érosion modérée à élevée
$-0.1 < A^* < 0.05$	Peu de changement
$0.05 < A^* < 0.1$	Aggradation modérée
$A^* > 0.1$	Aggradation élevée

TABLE 2.4 – Régime sédimentaire en fonction de A^* , selon Hoey (1996)

plus grossiers.

Les conséquences du tri granulométrique ont souvent été évoquées. En effet Warburton et Davies (1994) ont observé expérimentalement que les sédiments grossiers participent activement au développement du motif de tressage. Ils forment un cluster qui s'agrandit et forme des bancs alternés. Les expériences de Pryor *et al.* (2011) soulignent aussi l'important rôle du tri granulométrique via le pavage du lit. La réaction du système à un changement de forçage hydro-sédimentaire en dépend. Germanoski et Schumm (1993) ont observé une propagation différentes des lobes sédimentaires selon la nature des sédiments.

Avec leur série d'expériences en utilisant des sédiments uniformes et polydisperses, Bertoldi et Tubino (2005) ont mis en évidence le rôle du tri granulométrique sur les formes des bancs dans les écoulements à plusieurs chenaux : le motif de tressage est moins régulier, la longueur des bancs change et la vitesse de migration des formes est réduite. De plus, ils ont observé que plus l'étendue granulométrique n'est grande, plus les différences sont notables. L'ensemble du lit présente des motifs réguliers de tri et plus particulièrement sur le front des bancs, constitué de sédiments grossiers.

Ce tri, en favorisant le dépôt de sédiments grossiers et ainsi la déviation de l'écoulement, participe à la dynamique d'une rivière en tresses (Warburton et Davies, 1994; Lanzoni, 2000b).

Young et Davies (1991) considèrent que l'effet de masquage et plus généralement l'interaction entre les différentes tailles de grains se répercute à l'échelle des méso-formes. Les nappes de charriage sont, elles, à l'échelle des méso et de macroformes (selon la définition du paragraphe 2.3.4.2 de la page 22).

Williams et Rust (1969) présentent les différents tris granulométriques qu'ils ont pu observer. Ils distinguent différents types de faciès en fonction de l'objet d'étude (bancs, chenaux...), en prenant en compte aussi bien la taille des grains, que la nature des sédiments ou encore la végétation. En addition du tri granulométrique de surface, une coupe verticale présentée dans leur étude a permis de mettre en avant les différentes strates de sédiments, soit l'expression du tri granulométrique vertical.

Les nappes de charriage dans le modèle expérimental de Pryor *et al.* (2011) sont constituées de matériaux de taille intermédiaire sur le front, de forme convexe, et les queues de ces nappes sont formées de sédiments fins. Les sédiments grossiers se déplacent rapidement sur un lit de sédiments fins, qui réduisent la rugosité de surface.

2.3.9 Décomposition fractale du motif de tresse

A la frontière entre deux domaines scientifiques et à l’instar des cristaux de glace ou encore des choux romanesco, les rivières en tresses peuvent être étudiées sous l’angle mathématique des fractales (Foufoula-Georgiou et Sapozhnikov, 2001; Walsh et Hicks, 2002; Sapozhnikov et Foufoula-Georgiou, 1996; Hunt *et al.*, 2006; Nykanen *et al.*, 1998; Sapozhnikov et Foufoula-Georgiou, 1999; Sapozhnikov *et al.*, 1998; Sapozhnikov et Foufoula-Georgiou, 1997). L’intérêt de ces études est d’isoler des facteurs d’échelles spatiales le plus souvent et parfois spaciaux-temporels (Hunt *et al.*, 2006). Sapozhnikov et Foufoula-Georgiou (1996) démontrent que les facteurs d’échelle sont fonction de la direction : $\nu_x = 0.72 - 0.74$ et $\nu_y = 0.51 - 0.52$, avec ν_x l’exposant fractal dans la direction de la longueur du système et ν_y , l’exposant fractal dans la direction perpendiculaire à la longueur du système. La forte anisotropie $\frac{\nu_y}{\nu_x} \sim 1.41 - 1.45$ de ces résultats montre un changement dans les proportions des objets selon l’échelle d’étude. De leurs études, fondées sur différentes rivières de pentes, granulométrie et de tailles différentes, ils déduisent que les structures sont contrôlées par des paramètres universels.

Mais que ce soit en forme isotrope ou anisotrope ces études mettent surtout en avant un emboîtement d’échelles et des similitudes de formes dans le motif de tressage, et pointent ici, la difficile définition des formes alluviales.

2.3.10 Transport solide et hydraulique des rivières en tresses

2.3.10.1 Variabilité

L’une des spécificités des rivières en tresses est leur largeur très variable dans le temps et dans l’espace. La relation qu’il existe entre la largeur et le débit en est l’exemple : la largeur mouillée est proportionnelle au débit (Bertoldi *et al.*, 2009a). Mosley (1982) propose la relation $W = 10Q^{0.5}$ par un ajustement manuel sur des données de l’Ohau river en Nouvelle-Zélande.

Quelle que soit la relation proposée, la répartition de la largeur et de la hauteur d’eau est très hétérogène et dépend de beaucoup de facteurs (Mosley, 1983) :

- Variabilité entre les rivières
- Variabilité entre les secteurs d’une même rivière
- Variabilité entre les sections en travers au sein d’un même secteur
- Variabilité entre les chenaux sur une même section en travers
- Variabilité entre les sections au sein d’un même chenal
- Variabilité causée par une crue dans une même section en travers à égal débit
- Variabilité entre les différents débits sur une même section en travers.

L’influence de la largeur est plus importantes dans les rivières en tresses que dans les systèmes à chenal unique (Mosley, 1982).

2.3.10.2 Contrainte tangentielle

L’approximation de régime uniforme permet d’exprimer simplement la contrainte exercée sur un grain. Dans les conditions d’un écoulement avec une section rectangulaire et constante, cette hypothèse est applicable. Dans les cas de rivières en tresses certains auteurs remettent en question cette hypothèse. En effet, Ferguson (1992) soulève 4 arguments :

- La contrainte moyennée ne tient pas compte des variations de contrainte sur la section en travers
- Les variations dans la direction de l'écoulement ne permettent pas de simplifier l'équation de la quantité de mouvement et d'aboutir au régime uniforme
- La contrainte utilisant la relation pente et hauteur d'eau estime la contrainte totale (résistance de peau + résistance de formes) alors que le charriage n'est lié qu'à la contrainte de peau
- Les mesures in situ de hauteurs d'eau sont difficiles (pentes transversale, ressaut, formes du lit...)

Ainsi, Ferguson (1992) préfère calculer la contrainte à partir des profils de vitesse et de la loi de paroi (Eq. 2.6). Hormis la variabilité de la contrainte en elle-même, l'hétérogénéité de fond, qu'il soit en forme ou en substance (tri granulométrique) influence aussi le seuil de mise en mouvement, la contrainte critique. La variation de ces deux paramètres (τ^* et τ_c^*) rend la prédiction du transport solide délicate.

2.3.10.3 Transport solide

Les systèmes alluviaux naturels subissent une érosion ou un dépôt à plus ou moins long terme du fait de la variation du transport solide en fonction de la fourniture sédimentaire (Ferguson, 2003). Dans les systèmes à largeur variable comme les tresses, du fait de l'hétérogénéité de la granulométrie et de la complexité de la topographie, la mesure directe du transport solide est très difficile, spécialement durant les événements importants lors desquels se produit pourtant l'essentiel du transport (Mao et Surian, 2010).

Outre ces problèmes techniques, l'extrapolation de valeurs ponctuelles à l'ensemble d'une section est complexe ; la hauteur d'eau sur une même section n'est pas constante, et nous observons une variabilité spatiale des contraintes τ et τ_c . Le gradient de contrainte n'y varie pas de façon linéaire en fonction des différents paramètres (Mueller *et al.*, 2005).

Largeur active La dynamique de transport dépend fortement de la configuration du chenal (Warburton, 1996). Ainsi, lors d'une crue "moyenne", il est possible que le transport solide ne se fasse que dans certains chenaux et que les changements morphologiques ne concernent alors qu'une partie de la tresse. De plus, le transport solide dans une tresse n'est pas constant au court du temps et est particulièrement faible lors de la mise en place du schéma de tressage (Bertoldi *et al.*, 2009a).

Bertoldi *et al.* (2009b) et Egozi et Ashmore (2009) ont mis en avant que seulement 1 ou 2 chenaux sur l'ensemble des chenaux en eau étaient sédimentairement actifs. Cette constatation soulève le problème de la délimitation de la largeur active. Un travail préalable à l'estimation d'un taux de transport solide est la détermination de cette largeur dont la variation peut avoir plus d'importance que celle de la contrainte (Ashmore, 1985). Cette largeur active est d'autant plus complexe à estimer si l'on se trouve proche du seuil d'entraînement (Ashmore *et al.*, 2011). La relation entre la largeur active et le transport solide n'est clairement définie seulement que lorsque le seuil des changements morphologiques est dépassé, soit pour les débits importants. Ashmore (2009) considère que pour une intensité de tressage donnée, la proportion

d'anabranches sédimentairement actives est de 0.3 à 0.6. Ces valeurs sont à rapprocher du ratio $BI_A/BI_T \sim 0.4$ que nous évoquions dans le paragraphe 2.3.5.3 de la page 29 : en moyenne il n'y a que 40% des chenaux sur une section qui sont actifs pour le transport solide.

Ashmore (1988) a proposé une formule de transport solide par unité de largeur spécifique aux tresses avec une contrainte critique de $\tau_c^*=0.045$ (Eq. 2.24). Le calcul de la contrainte utilise les paramètres hydrauliques moyens et la largeur de l'écoulement (contrainte moyenne).

$$\phi_s = 3.11(\tau^* - \tau_c^*)^{1.37} \quad (2.24)$$

L'efficacité du transport solide est liée à la largeur de l'écoulement : elle décroît avec l'augmentation de la largeur du chenal. Ainsi, la dynamique sédimentaire est plus importante dans des chenaux étroits et profonds (Warburton, 1996).

Le transport solide global dans un système en tresses est donc conditionné par la largeur active et la fidélité de la prédiction dépend de la prédiction de ce paramètre. Pour contourner ce paramètre, Bertoldi *et al.* (2009a) a réussi à calculer de façon réaliste le transport solide dans une rivière en tresses en évitant de moyenner la section d'écoulement, généralement source d'erreur. Pour cela il a intégré un modèle numérique en 1D pour calculer la variabilité latérale de la morphologie du chenal.

Variabilité temporelle du transport solide Expérimentalement, Warburton et Davies (1994) ont observé que sur une même expérience en granulométrie étendue le taux de transport solide variait de façon très importante. Plus particulièrement, ils ont noté que cette variabilité est fortement liée à la topographie juste à l'amont de la fin du canal (par exemple la présence ou non d'un banc). Mais plus généralement, ils attribuent la différence de transport solide à 4 principales raisons : présence de particules grossières, arrivée en fin de canal de petits bancs ou de lobes sédimentaires, présence d'un large chenal proche de la rive (érosion de berge) et enfin arrivée d'un groupe de bancs sous forme de front qui correspond à un pic de transport irrégulier plusieurs heures avant. Le transport solide ne découle pas seulement de conditions hydrauliques locales mais est bien le résultat d'un ensemble de facteurs, dont certains morphologiques.

Dans le même esprit, Young et Davies (1991) ont mené des expériences sur des modèles réduits en régime permanent et non permanent. Ils ont observé que le taux de transport solide en régime permanent pouvait varier de 0 à 10 fois la valeur moyenne et que la variabilité dans le transport solide augmentait au fur et à mesure que le transport solide moyen diminuait. La cyclicité des variations du transport solide est aussi, selon eux, due à la migration des formes.

Débit linéaire L'une des solutions pour s'affranchir du problème de la détermination de la largeur active est de considérer le transport solide linéaire sur une section, puis d'intégrer le transport solide linéaire sur la largeur totale de la section. Le transport solide q_s par unité de largeur et le transport solide Q_s par section sont

liés par la relation $Q_s = \int_0^W q_s dx$. En prenant des valeurs moyennes sur la section, et considérant le débit moyen q_m on obtient, $q_m = W q_s$.

Cette approximation n'est pas sans risques. Paola (1996) a démontré que dans le cas des systèmes en tresses, le débit solide réel est 3 fois supérieur au débit obtenu par la méthode précédente. Dans la même voie, Nicholas (2000) a fait le distinguo entre les deux approches et conclu que le débit moyenné sous estimait d'un facteur 2 à 3 le débit réel à faible débit et d'un facteur moindre pour les forts débits. Ces résultats montrent l'importance de la variabilité statistique des paramètres hydrauliques, et encore une fois le poids de la bonne estimation de ces paramètres, dont la largeur active.

Suspension Le charriage est le mode de transfert sédimentaire qui nous intéresse mais il est intéressant de mentionner les travaux de Meunier *et al.* (2006). Leur étude sur un torrent glaciaire des alpes a conclu que la charge en suspension représente la masse la plus importante de matériaux transportés. La corrélation entre le transport par charriage et le transport en suspension est bonne, ce qui pourrait permettre d'estimer la quantité de matériaux charriés à partir d'une mesure de la suspension sans avoir à la mesurer directement.

2.3.10.4 Approche statistique

La prédiction du transport solide à partir de données moyennes n'est donc pas entièrement suffisante. Ainsi, la prédiction des hauteurs et des contraintes dans ce type de système conduit certains auteurs à utiliser des densités de probabilité pour déterminer le transport solide. Cette méthode permet de reconstituer la variabilité du terrain, où la mesure est nécessairement ponctuelle, rarement exhaustive. La nécessité de considérer cette variabilité est importante dans un système en tresses (Paola, 1996; Nicholas, 2000). Les équations conçues pour les chenaux uniques y sont difficiles (Pickup et Higgins, 1979). Différentes fonctions de probabilité ont été proposées afin de tenir compte des variabilités spatiales des contraintes (Bertoldi *et al.*, 2009a; Nicholas, 2000; Paola, 1996; Mosley, 1983, 1982; Recking, 2013).

Prenons l'exemple de Bertoldi *et al.* (2009a), entre autres, qui utilisent la fonction Γ de Euler : $\Gamma : z \mapsto \int_0^{+\infty} t^{z-1} e^{-t} dt$ et α le paramètre de la loi 2.25 que l'on peut associer à la largeur de la distribution et p la fonction de densité. L'ajustement de cette loi réside dans l'estimation du coefficient α , et dépend de la puissance hydraulique adimensionnée (Fig. 2.28). Plus la puissance est grande, plus le coefficient α est grand, et donc plus la distribution tend vers une distribution normale.

$$p(\hat{H}) = \frac{\alpha^\alpha \hat{H}^{\alpha-1} e^{-\alpha \hat{H}}}{\Gamma(\alpha)} \quad (2.25)$$

Une surface d'écoulement rectangulaire associée à un écoulement à hauteur constante correspond à une valeur α infinie.

Leur ajustement de cette loi se fonde sur l'approximation du taux de transport solide en utilisant la distribution des hauteurs fournie par l'équation 2.25. Bertoldi *et al.* (2009a) utilisent la formule de Parker (1990), en paramètres moyens, font correspondre les valeurs obtenues par cette formule avec les différentes distributions.

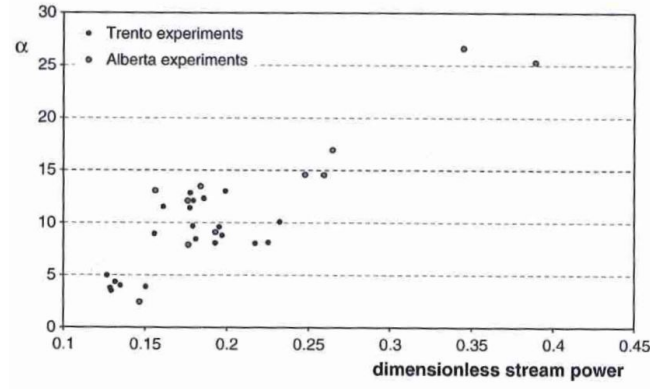


FIGURE 2.28 – Ajustement du coefficient α de l'équation 2.25 à la loi de transport de Parker (1990) en fonction de la puissance hydraulique adimensionnelle selon Bertoldi *et al.* (2009a)

Dans le même esprit, notons une démarche singulière qui est celle Paola (1996) : par analogie avec la turbulence, il définit le transport solide moyen $\langle q_s \rangle$ par l'équation 2.26 et utilise les densités de probabilité sur la vitesse et le champ de contrainte.

$$\langle q_s \rangle = \frac{-8K_1\sqrt{c_f}q}{K_2(s-1)(1+\gamma)(1+\epsilon)^{3/2}} \frac{\partial \eta}{\partial x} \quad (2.26)$$

Avec η l'altitude de lit ($-\frac{\partial \eta}{\partial x}$ la pente), c_f/K_2^2 la coefficient de trainée, γ , un coefficient de proportionnalité entre la moyenne et la valeur moyenne du produit de la vitesse/hauteur, K_1 coefficient dépendant de la distribution des hauteurs et enfin ϵ , "l'excès" de contrainte : $\tau = (1+\epsilon)\tau_c$. Il obtient par cette méthode de meilleurs résultats qu'en considérant une contrainte constante (Fig. 2.29), rejoignant les résultats de Bertoldi *et al.* (2009a).

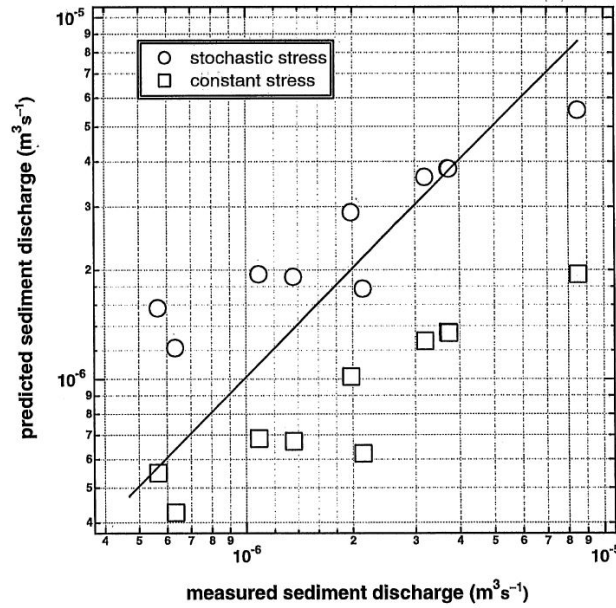


FIGURE 2.29 – Comparaison du transport solide estimé par une méthode à contrainte constante et une méthode stochastique d'après Paola (1996)

2.3.11 Modélisation physique : similitudes et aspect pratique

L'étude d'un système en tresses peut se faire à différentes échelles. Nous pouvons observer d'une part des changements morphologiques sur une zone de longueur proche de la largeur, à l'échelle d'un événement, et d'autre part, des changements morphologiques plus importants, sur une distance supérieure à 10 fois la largeur à une échelle de temps beaucoup plus longue (Hoey et Sutherland, 1991). Néanmoins, la prévision sur le terrain des changements de la forme des tresses ne peut se faire que sur de courtes durées (Paola, 2001b). Afin d'étudier l'évolution d'une rivière en tresses sur une longue échelle de temps, il est nécessaire d'avoir recours à une modélisation physique.

La modélisation permet, entre autres, d'étudier des phénomènes à une échelle connue, de contrôler les paramètres tels que de débit, la pente et la granulométrie et enfin d'avoir une densité de données satisfaisante (Warburton et Davies, 1994). Plusieurs modèles de tresses ont été mis au point dans différents laboratoires. La plupart du temps, ces modèles ne sont pas des modèles réduits d'une rivière particulière ; ils sont des modèles dits "génériques" (Ashmore, 1988). L'observation de la formation d'une rivière en tresses, son évolution au cours du temps et le transport solide sont des caractéristiques souvent étudiées au travers de ces modèles. La morphologie modélisée est représentative des systèmes naturels (Fig. 2.30).

Les modèles sont construits selon des critères de similitudes. Pour respecter les paramètres hydrauliques de l'écoulement, deux paramètres sont utilisés : le nombre de Froude (F_r), et le nombre de Reynolds particulaire (Re^*).

Le nombre de Froude est défini comme le rapport de la célérité des ondes de surface sur la vitesse de l'écoulement (Eq. 2.27), avec U , la vitesse de l'écoulement,

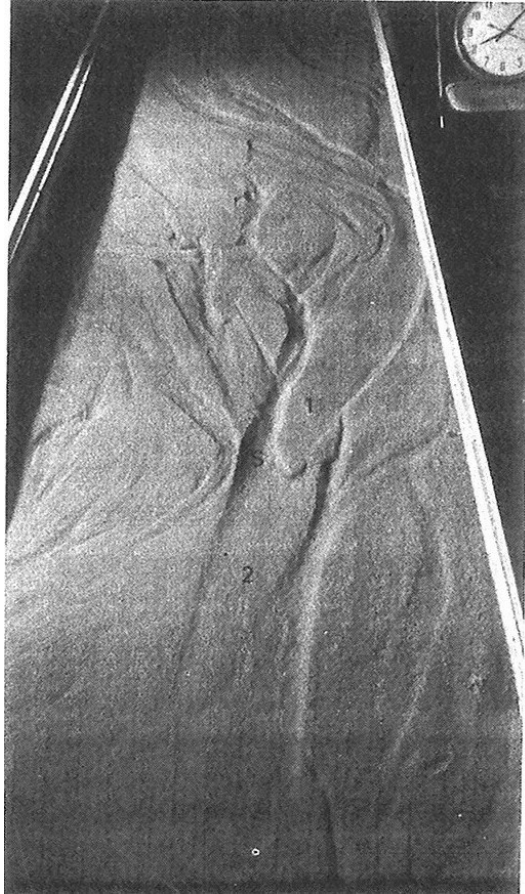


FIGURE 2.30 – Exemple de rivière en tresses en laboratoire dans Ashmore (1988)

g l'accélération de pesanteur et h la hauteur d'eau.

$$F_r = \frac{U}{\sqrt{gh}} \quad (2.27)$$

$F_r < 1$ est caractéristique d'un écoulement fluvial, $F_r > 1$ est caractéristique d'un écoulement torrentiel. La caractéristique d'un écoulement fluvial est d'être "contrôlé par l'aval" c'est-à-dire que les conditions aval influencent l'amont. Un régime torrentiel est "contrôlé par l'amont", ce sont les conditions amont qui imposent le régime. Sur le terrain, les valeurs de Froude sont dans les gammes 0.41-1.08 (Ashmore, 1991a) ou encore 0.58-1.54 (Hoey et Sutherland, 1991)

Le nombre de Reynolds renseigne sur la nature turbulente ou laminaire du régime d'un écoulement. Il est défini par l'équation 2.28, avec ν la viscosité cinématique égale à $10^{-6} m^2.s^{-1}$ pour de l'eau à 20 ° C ($R_e < 2000$: laminaire, $R_e > 4000$: turbulent).

$$R_e = \frac{Uh}{\nu} \quad (2.28)$$

Le nombre de Reynolds particulaire renseigne sur le caractère lisse ou rugueux d'un écoulement autour d'un grain et est défini par l'équation 2.29.

$$R_e^* = \frac{u^*D}{\nu} \quad (2.29)$$

Avec D , le diamètre de la particule. Un écoulement lisse se caractérise par $R_e^* < 5$ alors qu'un écoulement rugueux se caractérise par $R_e^* > 70$, l'entre deux représente une zone de transition.

L'échelle qui garantit le strict respect des similitudes de Froude et de Reynolds est de 1. En conséquence, on ne peut considérer qu'une seule des deux similitudes. Seule la similitude de Froude est couramment respectée avec comme hypothèse que le nombre de Reynolds particulaire ne prend pas des valeurs aberrantes. Certains auteurs modifient la température de l'eau pour approcher des gammes réalistes de valeurs de Reynolds particulaire (Warburton, 1996).

La littérature rapporte différentes expériences sur les rivières en tresses et sur la dynamique des bancs alternés (*italique*). Les principaux travaux sont rapportés dans le tableau 2.5.

Référence	Sim ¹	L* l (*h) ²	Granulo ³	S ⁴	Q ⁵
Hundey et Ashmore (2009)	Fr	18*3*0.3		1.5	2.1
Bertoldi et Tubino (2005)	Fr	12*0.6	$D_{50} = 0.5 - 1.3$	1 - 2	0.167-0.5
Bertoldi <i>et al.</i> (2009a)	Fr	10*2	$D_{50} = 1.16$ $D_{90} = 4$	1 - 1.5	1.2 - 4.5
Bertoldi <i>et al.</i> (2009b)	Fr	25*3.14	$D_{50} = 0.63$ ⁶	0.7-1.7	0.3-1.5
Ashmore (1988, 1991b,a)	Fr	10*2	$D_{50} = 1.16$ $D_{95} = 4$ $D_5 = 0.35$	1-1.5	1.2-4.5
Warburton (1996)		20*3	$D_{50} = 0.5$ $D_{90} = 2.2$	1.14	
Lisle et al. (1991)	Fr	7.5*0.3	0.35-8 : $D_{50} = 1.4$	3	0.583
Egozi et Ashmore (2008)	Fr	20*3*0.15	0.1-8 : $D_{50} = 1.17$	1.5	1.4-2.8
Hoey et Sutherland (1991)	Fr	14.2*3.0	$D_{50} = 0.57$	1	1.9
Ikeda (1984)	Fr	15*0.5	$D_{50} = 1.3$ $\sigma = 0.3$	4 - 18	1.01-4.3
Lanzoni (2000a)	Fr	55*1.5	$D_{50} = 0.48$ $D_{90} = 0.71$		20-47
Lanzoni (2000b)	Fr	50*1.5*1	$D_{50} = 0.192 - 2.078$ $D_{90} = 0.27 - 36.9$		30-55
Tubino (1991)	Fr	19*0.60		0.7	4.91-6.44
Rosatti (2002)	Fr	14.5*3.7	$D_{50} = 1.9 \pm 0.04$	2	20
Germanoski et Schumm (1993)		18.3*1.8	$D_{50} = 0.87 - 2.19$	1.5-3.75	2.4

Suite page suivante

1. Similitude
2. Dimensions du canal Longueur*Largeur (*Profondeur) (m)
3. Granulométrie en mm
4. Pente(%)
5. Débit liquide (l/s)
6. Granulométrie étendue

TABLE 2.5 – Suite de la page précédente

Référence	Sim	L* l (*h)	Granulo	S	Q
Métivier et Meunier (2003)	Fr	1*0.5	500 μm ⁷	3.3-9.25	0.0155-0.0416
Germanoski et Harvey (1993)		18.3*1.8*0.6	$D_{50} = 0.87$	1.5-3.75	2.4
Warburton et Davies (1994)	Fr	20*3*0.3	$D_{50} = 0.5$ $D_{90} = 2.2$	1.14	1.43
Ashmore (1982)	Fr	9*1.3	$D_{50} = 1.2$	1.3	1
Davies (1988)	Fr	2	$D_{50} = 0.5$ $D_{90} = 2$	1	2
Ashworth <i>et al.</i> (2007)	Fr	5.5*3.6		0.7-1.7	1.8
Paola (2001b)	Fr	11*1	$D_{50} = 2.23$	1.6	1.84-4.52
Young et Davies (1991)	Fr	20*3	$D_{50} \sim 0.3$ ⁸	0.74-1.15	0.88-1.44
Egozi et Ashmore (2009)	Fr	18*3*0.3	0.1-8, $D_{50}=1.2$	1.5	1.4-2.8
Mosley (1976)	Fr	2.8*1.3*0.2	$D_{50} = 0.34$ $D_{75}/D_{25} = 2.57$	1.6	0.25
Ashmore et Parker (1983)	Fr	10*1.3	$D_{50} = 1.1 \pm 1.63$	1-1.6	0.67-1
Warburton (1996)	Fr	20*3	$D_{50} = 0.5$ $D_{90} = 2.2$	1.14-1.26.	1.43
Gardner et Ashmore (2011)	Fr	20*3	$D_{50} = 1.2$ $D_{90} = 3.4$	1.5	2.1
Pryor <i>et al.</i> (2011)	Fr	12*0.76	0.25-11.2, $D_{50} = 1$	3	1.13
Ashmore <i>et al.</i> (2011)	Fr	3*18	$D_{50} = 1.7$ $D_{90} = 3.6$	1.5	2.1
Warburton et Davies (1994)	Fr	3*20*3*0.3	$D_{50} = 0.5$ $D_{90} = 2.2$	1.14	1.43
Hoey (1996)	Fr	14.2*3	$D_{50} = 0.57$ $\sqrt{d_{84}/d_{16}} = 2.7$	1	1.9

TABLE 2.5 – Différentes publications faisant état de modèles physiques sur les systèmes en tresses ou en bancs alternés (*italique*) et leurs principales caractéristiques

Le but des expériences physiques est de représenter un phénomène réel. Une loi d'échelle se rapportant à un facteur d'échelle λ doit s'appliquer si l'on veut faire le lien entre les dimensions du réel et les dimensions du modèle. Les critères de la table 2.6 sont ceux proposés par Ashworth *et al.* (1994) rapportés dans la thèse de Meunier (2005).

Par ces lois d'échelle, un équivalent terrain peut être étudié, même s'il s'agit d'un modèle "générique".

7. Les sédiments sont ici modélisés par les billes de verre de densité de 2.5

8. Par lecture de la courbe granulométrique

Paramètres	Ratio Réel/modèle
Taille des grains	λ
Pente	1
Débit liquide	$\lambda^{5/2}$
Débit solide	$\lambda^{3/2}$
Largeur	$\sim \lambda$
Hauteur	$\sim \lambda$
Temps	$\sqrt{\lambda}$
Vitesse	$\sqrt{\lambda}$

TABLE 2.6 – Ratio des différents paramètres en similitude de Froude dans Meunier (2005)

2.4 Objectifs de cette thèse

La thèse s'intéresse aux critères d'évolution morpho-métrique d'une rivière en tresse. Comme nous venons de le voir, les indices morpho-métriques détaillés dans la section 2.3.5, sont dépendants de l'écoulement, et donc sont rattachés à un instant donné. L'abstraction de la notion de débit dans le calcul des indices morpho-métriques nous paraît importante afin de pouvoir comparer différents états quel que soit le débit. Ainsi, nos axes de recherche de ce travail de thèse peuvent se résumer sous forme de questions :

- Peut-on trouver des indices morpho-métriques témoignant de l'équilibre d'un système ? Et peut-on connaître l'histoire du lit à partir de ces paramètres ?
- Quelle influence a le tri granulométrique sur l'évolution des macroformes ?
- Quelle est la réponse du motif de tressage à différentes conditions hydrauliques et sédimentaires ?
- Quelle est la validité des formules de transport usuelles dans un système en tresses ?

Afin d'apporter des éléments de réponses à ces questions, nous avons choisi une approche expérimentale au laboratoire.

Chapitre 3

Matériel et méthodes

Sommaire

3.1	Dispositif expérimental	49
3.1.1	Canal	49
3.1.2	Circuit hydraulique	50
3.1.3	Alimentation solide et mélange sédimentaire	50
3.1.4	Mise en route	53
3.1.5	Conditions amont	54
3.2	Acquisition des données	58
3.2.1	Le modèle de bancs alternés	58
3.2.2	Les modèles de rivière en tresses	58
3.2.3	La méthode de projection de franges	59
3.2.4	Autres aspects et compléments de la méthode de projec- tion de franges	63
3.2.5	Granulométrie	64
3.2.6	Hauteurs d'eau	67
3.2.7	Estimation de la vitesse de surface	68
3.2.8	Estimation de la surface en eau	68
3.2.9	Délimitation des bancs	69

3.1 Dispositif expérimental

3.1.1 Canal

Les expériences ont été réalisées sur la plate forme torrentielle de Irstea de Grenoble. Cette plate-forme est d'une longueur de 6 mètres et d'une largeur variable de 1.20 m au maximum. L'amont du canal est soutenu par un portique et la hauteur de l'appui amont permet de faire varier la pente de 0 à 8%.

Pour chaque expériences, des bandes de papier de verre résistantes à l'eau, recouvertes de graviers ont été collées aux parois afin d'augmenter artificiellement la rugosité de la surface de contact et de prévenir des écoulements préférentiels.

Bancs alternés Pour l'expérience en bancs alternés, la pente était de 3%, et le canal d'une largeur de 30 cm sur 5.5 mètres de longueur (Fig. 3.1). Le seuil de butée en sortie de canal mesurait 6 cm (épaisseur du lit sédimentaire).



(a) Vue générale du dispositif expérimental

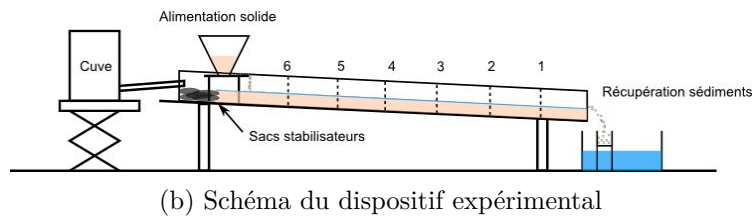


FIGURE 3.1 – Image et schématisation du canal hydraulique dans la configuration des bancs alternés

Tresses La pente était fixée à 1.7%. Pour permettre la mise en place du système de topographie la largeur utile à l'écoulement a été réduite à 1 mètre. La longueur du canal a aussi dû être réduite afin de positionner correctement l'alimentation solide. Les dimensions finales étaient de 1m de largeur sur 4.5 m de longueur (Fig. 3.2). Le seuil aval du canal mesurait 8.2 cm de hauteur.

3.1.2 Circuit hydraulique

Une pompe à débit variable alimente le canal en eau avec un débit maximal de 2.5 l/s ; le circuit hydraulique est fermé : à l'aval du canal, l'eau est récupérée dans une cuve puis repompée en tête du canal.

Bancs alternés Le débit pour le modèle des bancs alternés était fourni directement sans stabilisation de l'écoulement. L'ajustement du débit se faisait directement sur la fréquence de rotation de la pompe.

Tresses Les expériences de modélisation des tresses ont été réalisées à faible débit. Afin d'assurer un débit stable, la charge était maintenue constante grâce à un dispositif assurant un trop-plein connecté à la cuve de l'aval (Fig. 3.3). La vidange du réservoir à charge constante se faisait grâce à une vanne PVC quart de tour qui nous garantissait le débit voulu. L'eau alimentait un réservoir de stabilisation connecté au canal par un déversoir en U.

3.1.3 Alimentation solide et mélange sédimentaire

L'alimentation solide était assurée par un ensemble trémie/tapis roulant (Fig. 3.4). La trémie servait de volume de réserve au sable. Le sable était amené jusque dans le canal par un tapis roulant. Le déplacement du tapis était assuré grâce à un moteur à vitesse de rotation variable. La vitesse de déplacement du tapis était contrôlée par un capteur. A chaque changement de composition du mélange de sable,

3.1 Dispositif expérimental

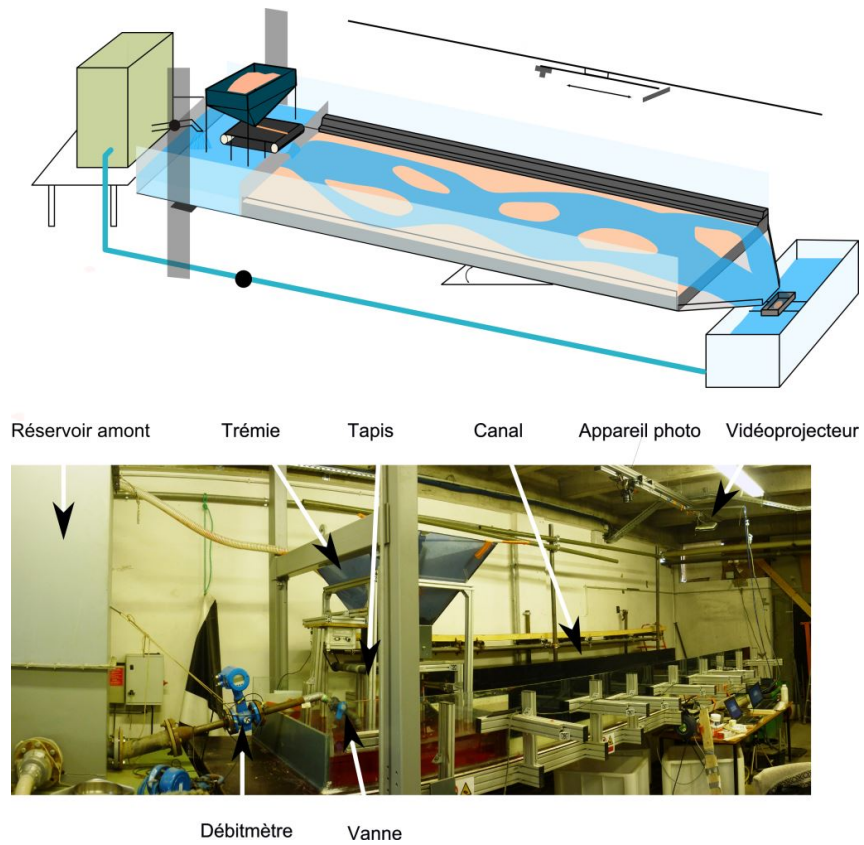


FIGURE 3.2 – Canal expérimental dans la configuration de la modélisation des rivières en tresses

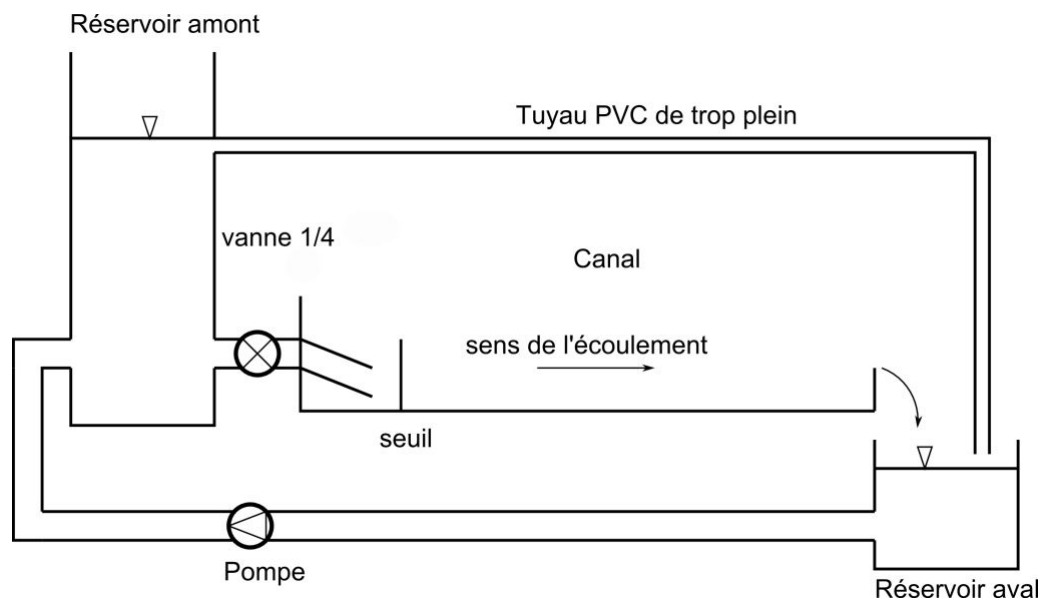


FIGURE 3.3 – Schématisation du circuit hydraulique

un tarage de l'alimentation solide a été effectué. Nous recherchions alors la relation $Q_s = f(V_{tapis})$, avec Q_s le débit solide et V_{tapis} la vitesse du tapis. Le point d'ali-

mentation solide du canal était celui où se déversait le débit liquide. Les matériaux

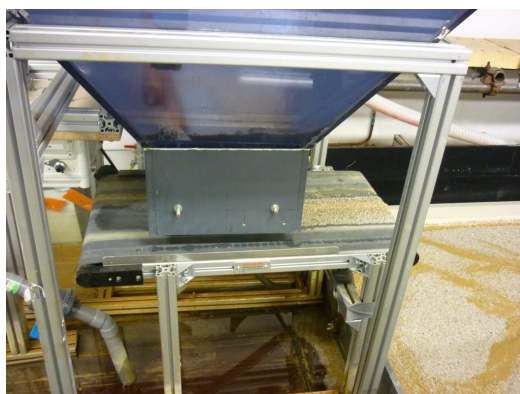


FIGURE 3.4 – Dispositif d'alimentation solide

présents dans la trémie étaient continuellement mouillés afin d'assurer leur bonne progression vers le tapis, sans quoi un effet de voute se serait produit, empêchant le transport gravitaire du matériau. Un dispositif de jet d'eau a été également installé pour s'assurer que toute la masse sédimentaire se décolle bien du tapis. Cette eau ainsi que celle utilisée pour le sable de la trémie était de l'eau "claire", venant du réseau. La masse entrante des sédiments s'entend donc mouillée et le rapport des masses du sable sec/mouillé est d'environ 1.2.

Les travaux de thèse de Alain Recking se sont déroulés avec le même type de dispositif expérimental. Il a montré, au moyen d'un échantillonnage, que ce type d'alimentation n'introduisait pas de tri granulométrique dans la trémie, bien que l'étendue granulométrique de ces matériaux soit importante.

Bancs alternés Le mélange sédimentaire utilisé est bimodal, composé de 43% de graviers d'un diamètre compris entre 4 et 5 mm, et 57% de sable d'un diamètre de 1 à 3 mm. Le diamètre moyen est de 3,4 mm.

Tresses Les expériences de tresses présentées dans cette thèse peuvent être classées en deux catégories, la première étant celle en granulométrie uniforme, et la seconde en granulométrie étendue. Deux sables naturels ont été choisis (Fig. 3.5). L'expérience en granulométrie uniforme faisait intervenir le sable le plus fin et l'expérience en granulométrie étendue un mélange équivalent en volume des deux sables (Fig. 3.6).

Afin de mettre en valeur l'effet du tri granulométrique, les sédiments ont été choisis de couleur différente. La difficulté principale du choix des couleurs résidait dans l'uniformité de la couleur. En effet, les sables noirs que l'on trouve assez fréquemment (alluvions de l'Isère par exemple) ne sont pas homogènes et présentent des grains de toutes les couleurs (du blanc au noir). Nous avons donc choisi un sable blanc et un sable uniformément orange (Fig.3.5).



FIGURE 3.5 – Sables utilisés pour la modélisation des tresses

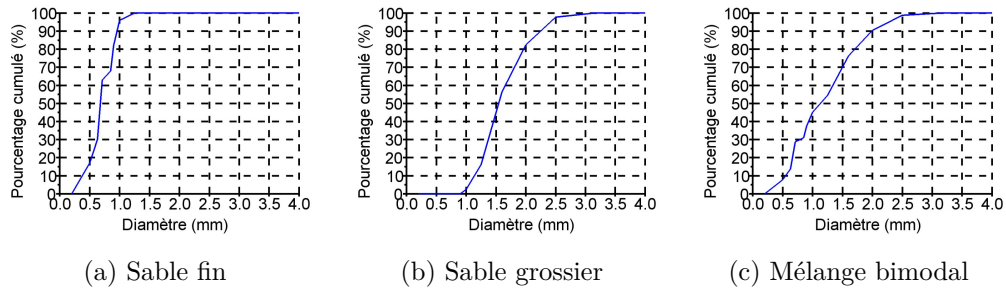


FIGURE 3.6 – Courbes granulométrique des sédiments des deux expériences de modèles de tresses

Sable	D_{16} (mm)	D_{50} (mm)	D_{84} (mm)	σ
Fin	0.5	0.7	0.9	1.3
Grossier	1.3	1.5	2	1.2
Mélange	0.7	1.3	1.9	1.6

TABLE 3.1 – Diamètres usuels des sables utilisés pour la modélisation des tresses. $\sigma = \frac{1}{2} \left(\frac{D_{84}}{D_{50}} + \frac{D_{50}}{D_{16}} \right)$, le coefficient d'étendue granulométrique

Le diamètre médian de la première expérience est de 0.7 mm et de 1.3 mm pour la seconde (Table 3.1).

3.1.4 Mise en route

Les expériences ne pouvaient pas se faire en continu, l'alimentation solide nécessitant une surveillance constante. L'arrêt des expériences se faisait progressivement avec une rampe de débit descendante, assurée par l'asservissement automatique de la pompe. La remise en eau se faisait progressivement grâce à la vanne qui contrôle le débit pour le modèle de tresses ou alors directement avec la pompe, pour les bancs alternés. Nous considérons qu'au vu de la longueur journalière des expériences (environ 6h minimum par jour en séquence de 2h pour les modèles de tresses), le temps de remise en eau (de l'ordre de quelques dizaines de secondes) et d'arrêt de l'expérience n'a eu que peu de conséquences morphologiques.

3.1.5 Conditions amont

3.1.5.1 Choix des conditions

Bancs alternés Le choix des conditions d'alimentation pour l'expérience des bancs alternés s'est fondé sur les travaux de Lisle *et al.* (1991). Il a en effet modélisé des bancs alternés avec une pente de 3%, une largeur de canal de 30 cm, un diamètre médian de sédiment $D_{50} = 1.4mm$, un débit liquide $Q_l = 0.8l/s$ et enfin un débit solide $Q_{samont} = 8.4g/s$. Notre granulométrie étant plus grossière, nous nous sommes fondés dans un premier temps sur cette base de conditions amont avant de les ajuster afin d'obtenir des bancs alternés.

Modèles de tresses Nous avons choisi notre granulométrie en fonction des travaux expérimentaux présents dans la littérature. Pour cela, nous nous sommes intéressés à la taille des sédiments par rapport aux dimensions du dispositif expérimental.

Les gammes de débit liquide et solide ont été choisies en supposant qu'environ 30% de la largeur totale participait au transport solide. Grâce aux relations de transport solide développées par Recking (2010), nous avons choisi des couples débit solide/débit liquide.

Ces relations n'étant pas développées spécifiquement pour les modèles de tresses, des ajustements ont eut lieu, et ont abouti aux valeurs présentées dans le tableau 3.2.

3.1.5.2 Récapitulatif des conditions

Les différentes conditions amont des différentes expériences sont répertoriées dans le tableau 3.2.

Run	Temps(h)	$Q_{l(l/s)}$	$Q_{samont}(g/s)$
Modélisation des bancs alternés			
-	0 - 100	1.45	5
Modélisation des rivières en tresses			
Granulométrie uniforme			
1	0 - 35	0.23	0.5
2	35 - 85	0.23	0.4
3	85 - 279	0.23	0.76
4	279 - 385	0.35	0.76
Granulométrie étendue			
5	0 - 48	0.6	0.76
6	48 - 150	1	0.76
7	150 - 235	0.6	0.76
8	235 - 247	1.4	0.76
9	247 - 350	0.6	0.76
10	350 - 365	1.75	0.76
11	365 - 435	1	0.76

TABLE 3.2 – Conditions d'alimentation de toutes les expériences. Elles seront reprises dans les différents chapitres

3.1.5.3 Qualification des systèmes modélisés et lien avec le milieu naturel

Mise à l'échelle des modèles : exemple du Bès Modéliser un système sans connaître son équivalent dans le milieu naturel, c'est rompre le lien avec l'objet réel. Bien que nos modèles soient des modèles qu'on appelle "générique", c'est-à-dire qu'ils représentent toutes les rivières en tresses, il est pertinent d'essayer de connaître son équivalent terrain.

Paramètres	Ratio Réel/modèle
Taille des grains	λ
Pente	1
Débit liquide	$\lambda^{5/2}$
Débit solide	$\lambda^{3/2}$
Largeur	$\sim \lambda$
Hauteur	$\sim \lambda$
Temps	$\sqrt{\lambda}$
Vitesse	$\sqrt{\lambda}$

TABLE 3.3 – Ratio des différents paramètres en similitude de Froude dans Meunier (2005)

Des lois d'échelles existent et nous avons déjà évoqué l'une d'elles. Pour mémoire, la table 3.3 présente les différents paramètres en fonction du facteur λ , ratio de la taille réelle du système sur la taille du modèle. Prenons l'exemple du Bès, dans le département des Alpes-de-Haute-Provence, dont la largeur moyenne de la bande active est de 130 mètres, soit un ratio $\lambda = 130$.

Cette rivière en tresses a connu une crue en décembre 2009 dont les principaux paramètres sont renseignés dans la table 3.4.

Paramètres	Valeurs
Pente (%)	1.4
$D_{50}(m)$	0.035
$Q_{lmax}(m^3/s)$	171
Largeur (m)	130
Durée (h)	24
Période de retour (années)	14

TABLE 3.4 – Caractéristique de la crue du Bès en décembre 2009

Les paramètres de pente, débit liquide de nos modèles rapportés à une valeur réelle sont dans les mêmes gammes que celle du Bès (Table 3.4 et 3.5). La donnée de la hauteur d'eau n'est pas disponible pour cette crue, il est donc difficile de contrôler les paramètres hydraulique.

Paramètres	Modèle	Équivalent terrain
Uniforme		
Taille des grains (m)	0.008	1.04
Pente(%)	1.7	1.7
$Q_t(m^3/s)$	0.00023 – 0.00035	44 – 67
$Q_{samont}(g/s)$	0.4 – 0.76	592 – 1126
Largeur (m)	1	130
Hauteur ¹ (m)	0.01	1.3
Temps ² (h)	385	4389
Durée run1 (h)	35	399
Durée run2 (h)	50	570
Durée run3 (h)	194	2212
Durée run4 (h)	106	1208
Vitesse (m/s)	0.2	2.2
Étendue		
Taille des grains (m)	0.013	1.69
Pente(%)	1.7	1.7
$Q_t(m^3/s)$	0.0006 – 0.00175	116 – 337
$Q_{samont}(g/s)$	0.76	1126
Largeur (m)	1	130
Hauteur (m)	0.01	1.3
Temps (h)	435	4959
Durée run5 (h)	48	547
Durée run6 (h)	102	1162
Durée run7(h)	85	969
Durée run8 (h)	12	136
Durée run9 (h)	103	1174
Durée run10 (h)	15	171
Durée run11 (h)	82	934
Vitesse (m/s)	0.2	2.2

TABLE 3.5 – Différents paramètres équivalant terrain pour les expériences de modélisation des tresses

-
1. Ordre de grandeur des formes
 2. Temps total de l'expérience
-

En revanche, la granulométrie équivalente terrain de nos modèles fournie par la loi de similitude est bien plus grossière que celle du Bès. Les lois de similitudes dont nous nous sommes servis proposent un facteur de similitude constant entre la largeur du système (que l'on a considéré dans notre cas égale à la largeur de la bande active) et la taille des sédiments. Implicitement au travers de cette relation, la largeur du système est corrélée avec la taille des grains. Or dans un écoulement de largeur fortement variable, cette relation de similitude avec le diamètre de grains est à considérer avec précaution. Il est rare de trouver dans ce genre de systèmes en tresses des tronçons avec une largeur homogène. Des disparités de largeur, causées par la variabilité du terrain, peuvent se trouver sur des tronçons granulairement homogène. Ces critères de similitude sont probablement valables pour un chenal individuel, en ne considérant que la largeur de ce chenal.

Néanmoins, considérant les gammes de débit du Bès et l'équivalent terrain de nos modèles, les conditions hydrauliques que nous avons modélisées sont fortes. Elles correspondent hypothétiquement à des crues de période de retour plusieurs années.

Paramètre de Hoey Hoey (1996) propose un indice pour qualifier l'intensité des érosions et des aggradations (Table 2.4 de la page 38) en fonction de la valeur d'un paramètre A^* (Table 3.6). Les érosions et les aggradations que nous avons modélisées ne sont pas considérées comme intenses selon ce critère (Fig. 3.7).

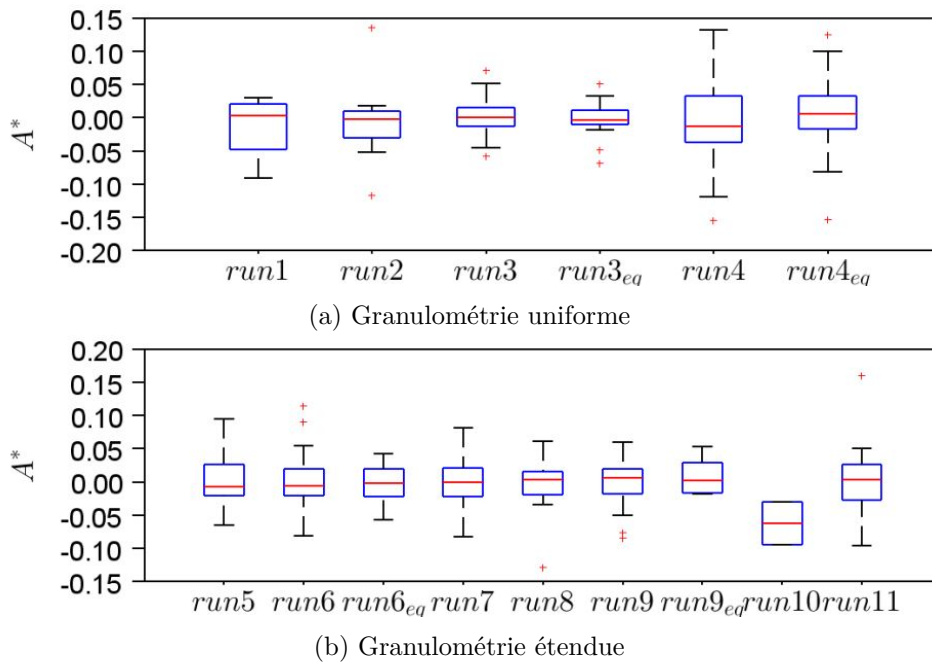


FIGURE 3.7 – Indice de Hoey pour les deux modèles de rivière en tresses

Sauf en de rares exceptions, l'intensité des régimes modélisés est modérée, même pour les fortes augmentations de débit (run 4, 8 et 10). L'évolution de la forme en plan (jusqu'au remaniement complet du motif de tressage) est plus influencée par la très longue durée des expériences plutôt que par l'intensité des érosions. Par analogie avec les observations de Chappell *et al.* (2003) et Bertoldi *et al.* (2010), des événements de faibles intensités mais très fréquents (dans notre cas, longs) ont un fort impact morphologique sur le système en tresses.

Valeur de A^*	Intensité
$A^* < -0.1$	Érosion modérée à élevée
$-0.1 < A^* < 0.05$	Peu de changement
$0.05 < A^* < 0.1$	Aggradation modérée
$A^* > 0.1$	Aggradation élevée

TABLE 3.6 – Régime sédimentaire en fonction de A^*

3.2 Acquisition des données

3.2.1 Le modèle de bancs alternés

Pour l'expérience de bancs alternés, l'accent a été mis sur l'observation. Le canal a été divisé arbitrairement en 6 tronçons de 0.75 m de longueur. La largeur de l'écoulement principal, la largeur active et la profondeur du lit ont été mesurées à l'aide d'une pointe jaugeuse à un intervalle de 15 minutes. La largeur de l'écoulement correspond à la surface totale prise par l'écoulement sur une section. La largeur active correspond à la zone de transport solide. Cette largeur est toujours inférieure ou égale à la largeur totale de l'écoulement.

La granulométrie de surface a été acquise par comptage visuel à l'aide d'un gabarit (Fig. 3.8). Le nombre de grains sur la surface délimitée par ce gabarit a été compté et ce pour chaque unité morphologique, sur chaque section. Huit classes ont été déterminées, allant de moins de 5 sédiments grossiers sur la surface du gabarit à plus de 30. Cette information renseigne sur l'état de pavage du lit.

Le transport solide a été déduit de la masse sortante récoltée toutes les 15 minutes dans un seau percé.

3.2.2 Les modèles de rivière en tresses

Clichés de l'expérience Les expériences de modélisation des tresses ont été "filmées" sous deux angles de vue différents. L'appareil photo qui a été utilisé pour la projection de franges (la méthode est présentée dans le chapitre 3.2.3 de la page 59) a été placé au centre du canal et prenait des vues du canal toutes les 30 secondes, une ou deux minutes (Fig. 3.9b).

Une webcam a été installée à l'aval du canal, le surplombant. Cette webcam prenait des vues de l'ensemble du canal à la même fréquence que l'appareil photo (Fig. 3.9a). De ces clichés pris à intervalle de temps régulier, on a pu générer des films retraçant toute l'expérience.

Transport solide et granulométrie en sortie La méthode que nous utilisons pour les bancs alternés s'est avérée inefficace pour la taille des sédiments utilisés dans la modélisation des tresses, les seaux percés laissant passer une large propor-



FIGURE 3.8 – Gabarit utilisé pour l'étude granulométrique - Exemple avec un lit pavé

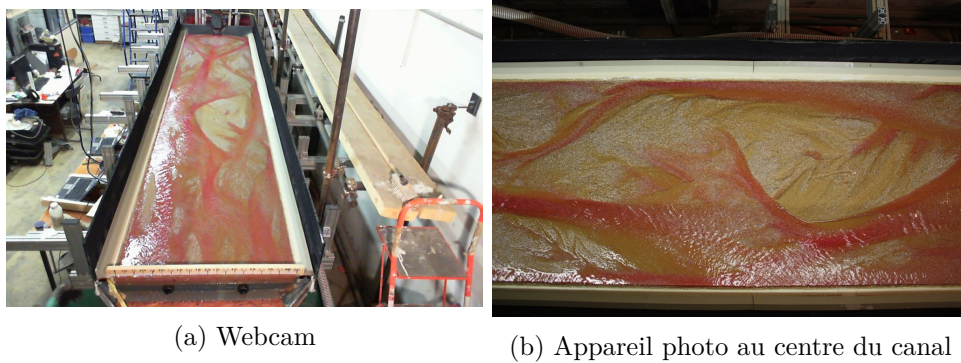


FIGURE 3.9 – Clichés pris durant les expériences de modélisation de systèmes en tresses

tion du flux sédimentaire. Par conséquent, les sédiments sortants ont été récupérés grâce à des casiers en plastique perforés recouverts d'une toile tissée en acier inoxydable avec une maille rectangulaire de 0.5 mm de côté. Les sédiments ont été ensuite égouttés pendant 15 minutes puis pesés. Régulièrement lors de l'expérience en matériaux hétérogènes, un échantillon de la masse sortante a été prélevé, séché à l'étuve, pesé et tamisé afin de connaître la courbe granulométrique.

3.2.3 La méthode de projection de franges

Lors de cette thèse, un soin particulier a été mis dans l'élaboration de la méthode d'acquisition de la topographie pour les deux modèles de système en tresses.

Principe Différentes techniques de topographie sont utilisées sur des modèles expérimentaux. On peut dissocier les techniques avec une densité de points faible (pointe jaugeuse par exemple) des techniques à haute résolution (laser scan par exemple). Nous nous sommes orientés vers une technique à bonne résolution et de moindre coût : la méthode optique de projection de franges, dite de Moiré.

La méthode est présentée dans l'annexe en page 193, et est brièvement expliquée dans ce qui suit.

L'esprit de cette méthode est fondé sur un principe simple : un motif projeté (en l'occurrence des franges noires et blanches, formant une sinusoïde en intensité de gris) sur une surface non plane se déforme, et la déformation est liée à la hauteur des rugosités (Fig. 3.10).

En pratique, les motifs sont projetés avec un vidéo-projecteur et des photos sont faites à partir d'un appareil photo situé à l'aplomb de la surface à mesurer.

On cherche donc à mesurer la déformation du signal projeté. En d'autres termes, on cherche à mesurer la déformation de la sinusoïde, c'est-à-dire le déphasage entre les deux signaux. Il nous faut donc mesurer, en tout points, la phase du signal de référence et du signal déformé. Pour cela, il existe principalement deux méthodes : la méthode de Fourier et la méthode de la différence de phase. Des travaux antérieurs développés au laboratoire ont montré de meilleurs résultats pour la deuxième

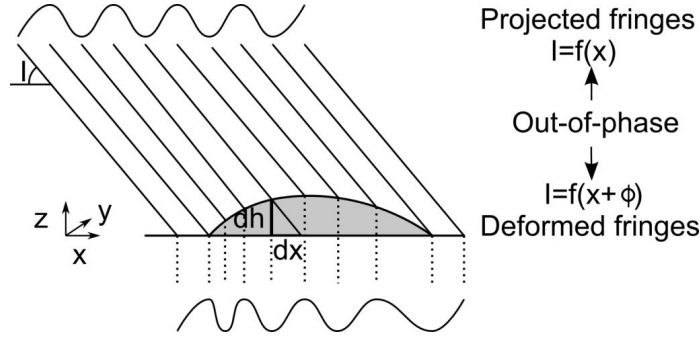


FIGURE 3.10 – Schéma de principe de la méthode de projection de Moiré

méthode et que nous avons retenue.

Cette méthode repose sur un calcul de déphasage en chaque point du plan : $\Delta\Phi = \Phi_{\text{signal déformé}} - \Phi_{\text{signal initial}}$, avec $\Delta\Phi$, le déphasage et $\Phi_{\text{signal déformé}}$ la phase du signal déformé et $\Phi_{\text{signal initial}}$ la phase du signal non déformé. Pour calculer la phase d'un signal, nous utilisons 4 motifs de franges déphasés de $\pi/2$. De ces photos, nous calculons la phase (Φ) à partir de l'intensité de gris de chaque pixel de la photo ($I_{i,i=0:3}$), par une relation liant l'intensité des 4 photos et la phase du signal (Eq. 3.1).

$$\Phi = \arctan\left(\frac{I_1 - I_3}{I_0 - I_2}\right) \quad (3.1)$$

Usuellement, la phase du signal de référence est calculée à partir d'une surface plane, sur laquelle on projette les motifs de franges. Comme la surface est plane, il n'y a pas de déformation du signal. La phase est calculée pour chaque pixel, et constitue la valeur de référence. Si le couple appareil photo/vidéo-projecteur est immobile, cette valeur est constante pour chaque pixel.

Notre configuration de canal nous obligeait cependant à déplacer l'appareil photo et le vidéo-projecteur. Techniquement, replacer ce couple à la même place, au pixel près, pour chaque mesure s'avérait très compliqué.

Nous devons, pour chaque mesure, recalculer la valeur de la phase de référence. Une solution consistait à déplacer la surface plane et recommencer le calcul de la phase pour chaque mesure. Cependant, la grande largeur du canal et la pénibilité de cette technique rendaient cette solution inadaptée. Nous avons donc mis au point une nouvelle technique, en créant un plan de référence de phase virtuel.

Le principe de notre nouvelle technique est de calculer une seule fois la phase d'une surface plane (plan de phase de référence), et pour chaque mesure, de venir faire correspondre numériquement la phase de points fixes avec la phase de ce plan. Dans la pratique, nous avons dû aménager le canal : des cales en tôle emboutie ont été installées contre les parois du canal, et nous ont servi de points de référence (Fig. 3.11). Pour chaque mesure de topographie, nous avons calculé la phase sur des petites zones de référence et nous les avons fait correspondre avec la phase de notre plan de phase de référence. Ce plan virtuellement recrée a servi plan de référence pour chaque mesure de topographie.

La calibration dans le plan a été réalisée grâce à une grande mire constituée des

carreaux de 30 mm de cotés, et on a calculé la relation pixel/mm. L'appareil photo étant positionné en grand angle, l'effet de halo a été corrigé (pour plus de précisions, se référer au paragraphe 3.2.4.3 de la page 63).

L'étape suivant le calcul du déphasage pour chaque pixel a consisté en la calibration de la hauteur. Il s'agit de convertir une différence de phase en longueur. Des cales en *PVC* ont été installées au dessus d'une partie des cales servant à la création de plan de phase de référence (Fig. 3.11). Connaissant avec précision la hauteur de ces cales et la valeur de la différence de phase, on en a déduit notre relation de calibration.

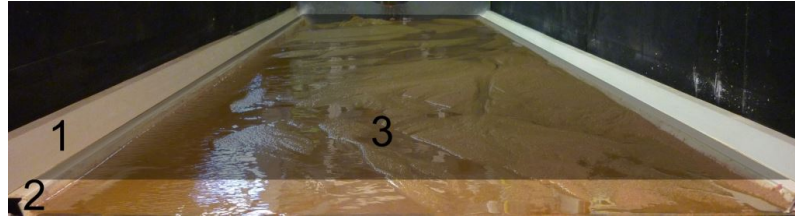


FIGURE 3.11 – Les différentes cales utilisées pour le calcul de la topographie

La canal était trop grand pour qu'une seule photo suffise, trois prises de vue étant nécessaires. Pour constituer une topographie complète du lit, il a fallu recoller les trois jeux de données. Pour cela, des petites mires de recalage ont été installées sur les bords du canal des zones communes à deux photographies. Enfin, une interpolation et un échantillonnage sur une grille régulière de 1mm de coté achevait le calcul.

Les scripts de calcul ont été développés pour cette thèse, en langage Scilab pour la plupart.

Grandes étapes

Pour résumer les grandes étapes présentées précédemment, rappelons brièvement, les points essentiels du calcul de la topographie :

1. Calcul de plan de phase virtuel
2. Calcul de la phase du lit pour chacune des 3 parties du canal
3. Ajustement du plan virtuel de référence, pour chaque calcul de phase
4. Calcul de la différence de phase
5. Calibration en hauteur pour chaque partie du canal
6. Correction de la position des pixels dans le plan xy (effet de halo)
7. Détection des mires de positionnement
8. Recollement des données
9. Interpolation sur une grille régulière
10. Lissage des données avec un filtre d'ordre 1

Quelque résultats Cette méthode de mesure nous permet d'avoir rapidement la topographie de notre lit. En figure 3.12 sont présentés des exemples d'évolution du lit, classés par ordre chronologique.

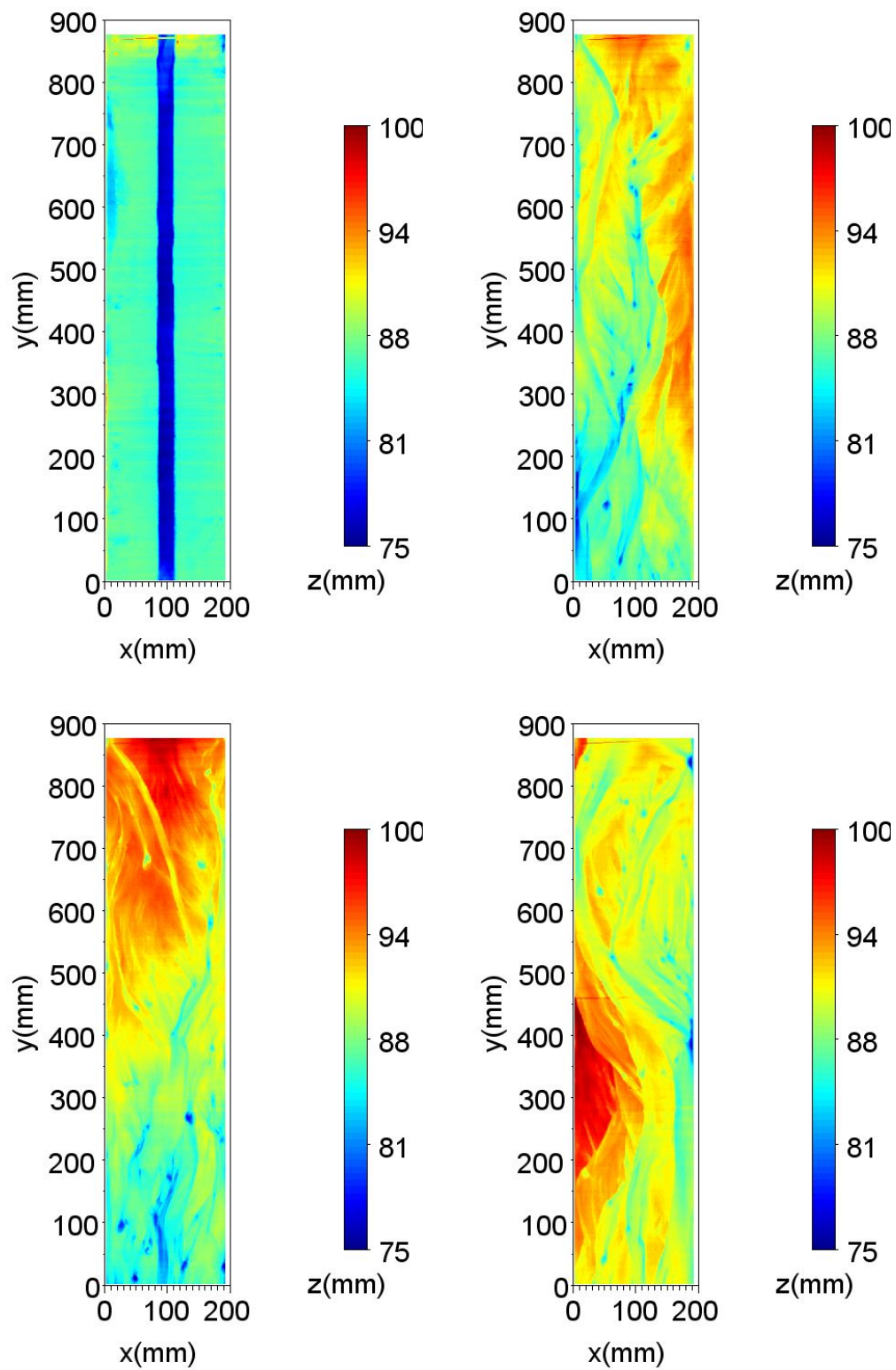


FIGURE 3.12 – Exemple de topographie décimée à 1 point sur 5

3.2.4 Autres aspects et compléments de la méthode de projection de franges

3.2.4.1 Planéité du plan utilisé comme plan de référence

La méthode de projection de franges repose sur une différence de phase : il faut donc connaître avec précision la phase du plan de référence, et celui-ci doit être le plus plan possible. Il se trouve que le premier support que nous avons utilisé pour la création du plan de phase virtuel n'était pas parfaitement plan (du fait de la grande largeur du canal, le support que nous utilisions fléchissait). Afin de juguler l'erreur de mesure induite, nous avons donc dû mettre en œuvre un nouveau plan.

Pour s'assurer d'une planéité parfaite, nous nous sommes servis de la gravité : un support parfaitement étanche a été placé au-dessus du canal avec des rebords suffisamment hauts pour mettre assez de liquide afin de compenser l'effet de la pente. Ce volume a été rempli par un mélange d'eau et de peinture blanche acrylique diluée à 1/10. Ce liquide étant opaque et suffisamment fluide pour garantir une horizontalité parfaite, nous assurait une parfaite planéité du plan de phase.

3.2.4.2 Influence de la couleur des grains

Le principe de cette méthode est l'utilisation d'image, l'extraction de la phase à partir de niveau de gris, et une différence de phase. La couleur des sédiments ne devrait donc pas avoir d'influence, si elle reste constante entre les 4 projections de franges différentes.

Afin de s'en assurer, nous avons utilisé une planque de couleur variée (Fig. 3.13a). Nous avons calculé la topographie de cette plaque et comme nous pouvons le constater sur le profil en travers de cette planche (Fig. 3.13b) il n'y a pas de variation de la topographie associée aux changements de couleurs.

Les différentes couleurs de nos sédiments n'ont donc pas d'effet sur la topographie.

3.2.4.3 Rectification de la position des pixels

Pour maximiser la surface d'une prise de vue, notre appareil photo a été positionné en "grand angle". L'effet de halo qui en résulte provoque une déformation de l'image. La position des pixels, et leur espacement est ainsi erronée (Fig. 3.14a).

Pour corriger ce problème, nous avons utilisé une mire en taille A0, formée de carrés de 30 mm de côté. Sur l'image de cette mire, les intersections entre les carrés blancs et noirs sont détectées. Connaissant précisément la distance entre deux intersections, la position de chaque intersection a été corrigée, puis par interpolation, on a rectifié la position de chaque pixels. Cette méthodologie est appliquée sur une image, pour l'exemple (Fig. 3.14a et 3.14b).

Afin de vérifier la validité de la correction systématique des pixels, on a utilisé une nouvelle photo de la mire A0, décalée de son ancienne position. On a calculé la position corrigée des pixels, et on a mesuré la distance entre les intersections (Fig. 3.14c).

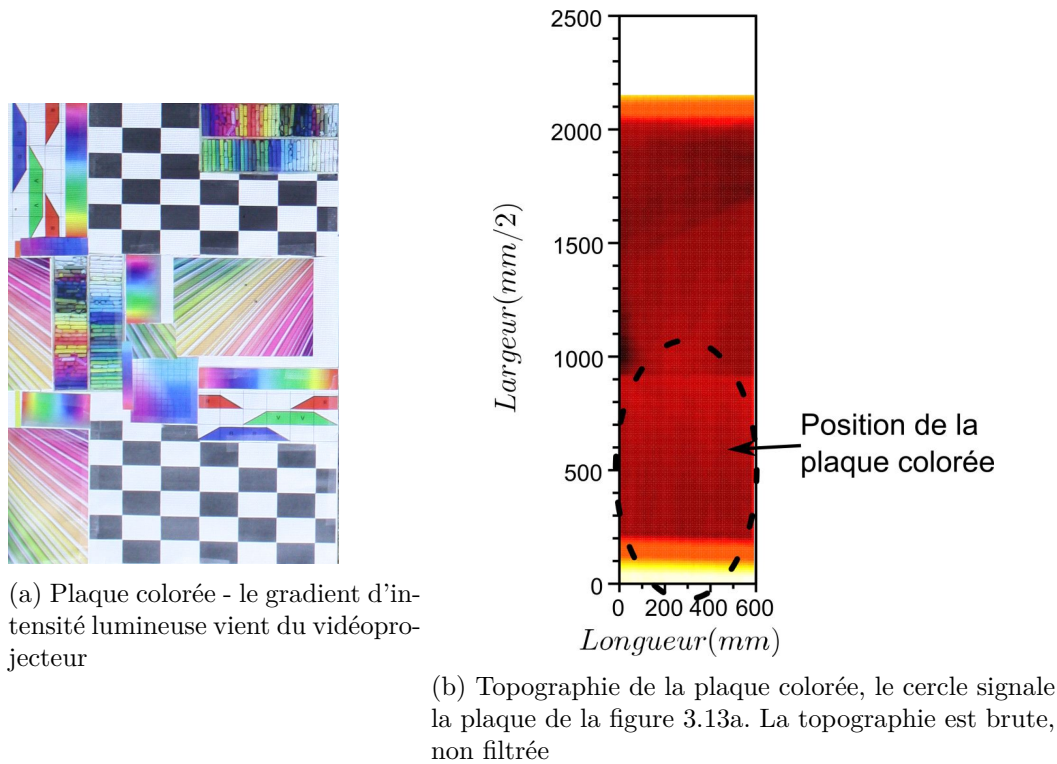


FIGURE 3.13 – Influence de la couleur sur la topographie

La moyenne de la distribution est de 30.77 mm avec un écart-type de 0.86 mm. La valeur que l'on calcule est donc supérieure de 0.77 mm à la valeur théorique. La détection des intersections (un écart de 1 pixel induit une différence en distance de 0.5 mm) explique cet écart, mais la précision est jugée convenable.

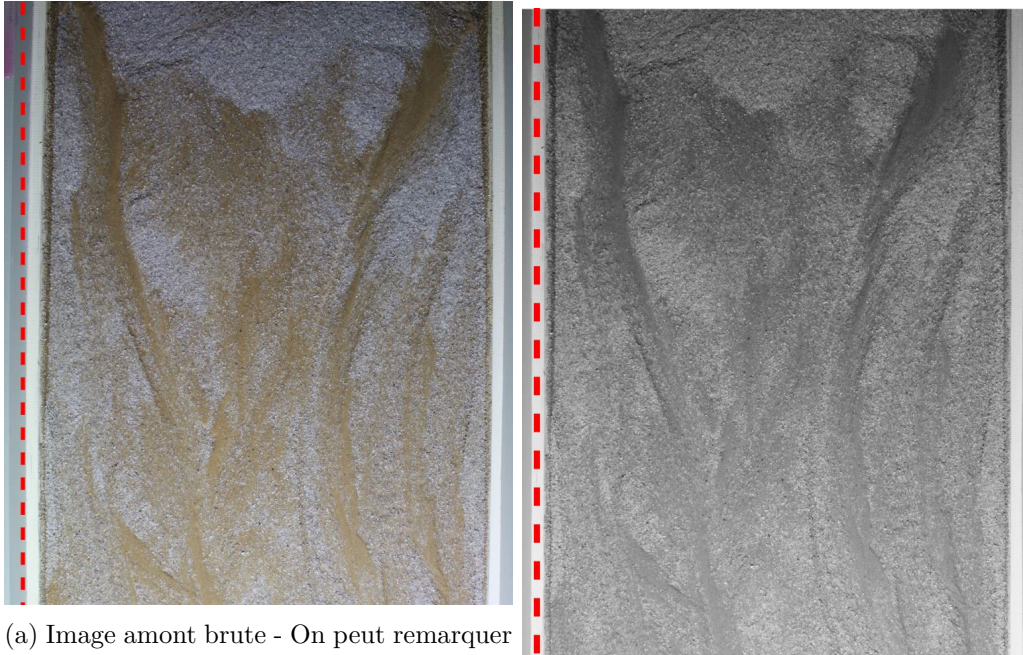
3.2.5 Granulométrie

Pour le modèle de tresses en granulométrie étendue, nous avons utilisé des sédiments de couleurs différentes afin de les repérer automatiquement à partir des photos. Rappelons que deux types de vues sont utilisées : celles prises durant l'expérience, et celles prises au moment de la topographie. Chaque type de vue présente des biais dus à l'éclairage (Fig. 3.15). Des corrections de couleurs ont donc été réalisées afin de rectifier le gradient de couleur, induit par l'éclairage.

Pour les photos du vidéo projecteur, on a utilisé un fond uniformément blanc. Cette image présentait naturellement un gradient de couleur et on a cherché à le corriger dans le sens de la longueur.

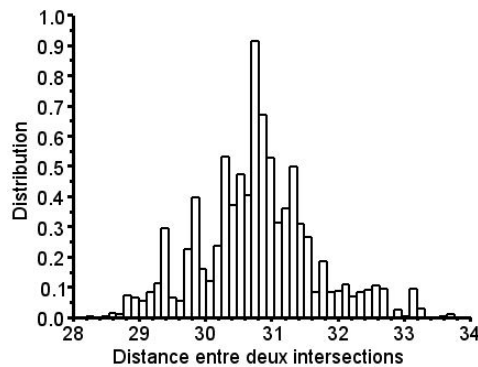
Pour cela, on a considéré une surface de référence (en l'occurrence la surface la plus proche du vidéoprojecteur). On a corrigé la valeur de chaque pixel par rapport à la valeur de cette zone de référence. On a obtenu ainsi pour chaque pixel un vecteur de correction que l'on a appliqué sur les photos à traiter (Fig. 3.15a et 3.15b).

On corrige sur le même principe les vues prises pendant l'expérience (sans le vidéo projecteur). Dans ce cas-là, on utilise comme surface de référence, l'une des deux cales utilisées pour la création du plan de phase de référence virtuel, dans la



(a) Image amont brute - On peut remarquer l'effet de l'halo sur la cale de gauche sur la photo, une courbure apparaît

(b) Image amont rectifiée - L'effet de halo a disparu, la cale de gauche n'est plus déformée



(c) Histogramme de la distance entre deux intersections de mire après correction

FIGURE 3.14 – Correction de l'effet de halo et histogramme des distances d'un cas test

méthode de projection de franges. Dans cette surface de référence, on cible une zone (zone où l'intensité lumineuse est la plus importante) et on corrige chaque pixel de la même manière que précédemment.

A partir de ces photographies corrigées, il est important de dissocier les deux histogrammes associés à chaque couleur de grains. Les composantes rouges et vertes des deux sables se recouvrent largement, contrairement à la composante bleue (Fig. 3.16).

De ces distributions on peut déduire deux seuils η_1 et η_2 tels que pour une



(a) Image initiale - Fort contraste de luminosité entre le haut et le bas de l'image
(b) Image rectifiée - Le contraste de luminosité est atténué

FIGURE 3.15 – Principe de rectification des photographies prises avec le vidéoprojecteur

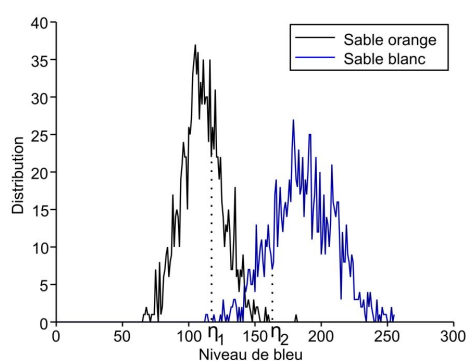


FIGURE 3.16 – Histogramme de la composante bleue pour les deux sables

intensité de bleu inférieure à η_1 il s'agit d'un grain orange et que pour une intensité de bleu supérieure à η_2 il s'agit d'un grain blanc. La zone du spectre comprise entre η_1 et η_2 regroupe plusieurs phénomènes :

- Zone de recoupement des deux histogrammes
- Détection de la couleur : pas une homogénéité stricte de la couleur du grain, ombres...
- Grande hétérogénéité granulométrique

Cette classe "Autre" qui n'est ni du blanc ni du orange assurément, est calculée par rapport au deux autres : " $Autre(\%)$ " = $100 - (\% \text{ Blanc} + \% \text{ Orange})$.

3.2.6 Hauteurs d'eau

Pour déterminer la hauteur d'eau, il existe plusieurs méthodes. L'une d'elles souvent rencontrée pour les faibles hauteurs d'eau est la colorimétrie. Le principe est simple, et consiste à colorer l'écoulement et à corrélérer la hauteur d'eau avec la couleur. La couleur ne doit pas être totalement opaque afin de permettre une variation de l'intensité de couleur en fonction de la hauteur d'eau. L'application à notre mode opératoire n'était pas aisée, l'alimentation en eau claire de l'alimentation solide pour faciliter l'écoulement du sable ne nous garantissant pas une concentration constante ou tout du moins suffisamment stable sur la durée de l'expérience. De plus, notre deuxième modèle de tresses fait intervenir deux couleurs de sédiment et la couleur du fond du lit n'était donc pas constante.

C'est pourquoi, afin d'évaluer la hauteur d'eau, nous nous sommes servis de la méthode des projections de franges. Le principe a consisté à effectuer des mesures avec eau (H_{eau}) ou sans eau (H_{sec}), et à faire la soustraction des deux MNT obtenus. La procédure a consisté à mesurer la topographie avec l'écoulement puis à arrêter l'expérience afin d'éviter des changements morphologiques du lit. Ainsi les différences entre H_{eau} et H_{sec} sont considérées comme n'étant dues qu'à la présence de l'eau.

L'analyse se fait par profil en travers sur le lit, et nous déterminons un seuil α_{eau} sur la différence $H_{eau} - H_{sec}$ à partir duquel on considère que le pixel est en eau (soit M , un point de la surface du lit, S_{eau} la surface en eau : $H_{eau}(M) - H_{sec}(M) > \alpha_{eau} \Rightarrow M \in S_{eau}$).

Pour éviter des discontinuités du signal de détection de l'eau à cause de la grande

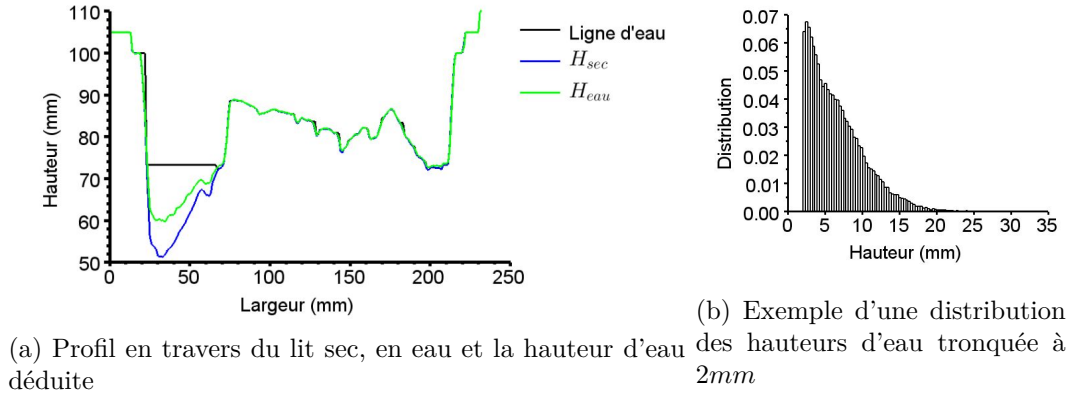


FIGURE 3.17 – Exemple de profils et distribution des hauteurs d'eau

sensibilité au coefficient α_{eau} , la ligne d'eau est prolongée tant qu'elle se trouve au-dessus de la topographie réelle (Fig. 3.17a). A partir du premier pixel détecté, nous considérons que la ligne d'eau est horizontale dans le sens de la section en travers. Ce mode de détermination de la hauteur d'eau est dépendant du sens de lecture du profil en travers. Chaque profil est donc lu dans les deux sens, et un pixel est considéré en eau si et seulement si il est considéré comme étant en eau dans les deux sens de lecture (Fig. 3.17a). La distribution des hauteurs d'eau (h) sur l'intervalle $[2, \max(h)]$ est donnée en figure 3.17b pour un exemple en granulométrie uniforme.

La validation de ce protocole a été faite grâce à des mesures directes de la hau-

teur d'eau à la pointe jaugeuse, dans le chenal principal de l'écoulement (Fig. 3.18). Le coefficient de corrélation entre les valeurs observées et les valeurs mesurées est $r^2 = 0.9$. La validation de cette technique ne s'est faite que sur les lames d'eau importantes, d'environ 5mm au minimum car la mesure directe de faible hauteur d'eau n'est pas aisée, tout comme la détection de l'eau.

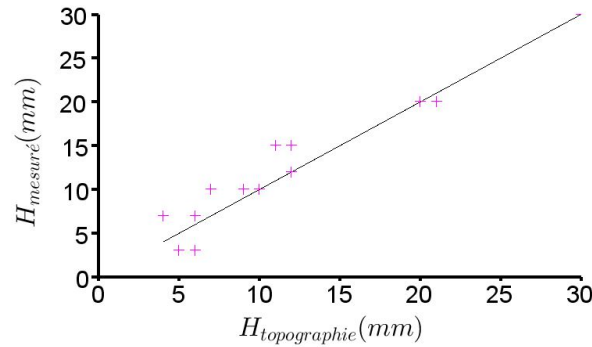


FIGURE 3.18 – Validation des hauteurs d'eau calculée par topographie ($H_{topographie}$) avec les hauteurs mesurées ($H_{mesuré}$)

Nous avons aussi entrepris une autre démarche pour calculer les hauteur d'eau, sur le même principe que Limare *et al.* 2011, à partir de la déviation des rayons lumineux et les lois de la réfraction. Nous avons fait plusieurs tests avec différentes hauteurs d'eau pour connaître empiriquement pour chaque pixel la valeur de la réfraction. A l'heure actuelle, ces données n'ont pas pu être intégralement intégrées au calcul de hauteur d'eau.

3.2.7 Estimation de la vitesse de surface

Ponctuellement, des estimations de la vitesse de surface ont été faites par LS-PIV en utilisant l'appareil photo de la projection de franges. Des petits morceaux de polystyrène nous ont servi de traceurs. Ils sont facilement repérables et flottent à peu près bien à la surface de l'écoulement. L'intervalle de déclenchement est de 1s et grâce aux calibrations de la méthode de projection de franges, on connaît la relation px/mm dans le plan. Un traitement manuel des photos permet d'obtenir une estimation de la vitesse de surface.

L'inconvénient majeur de l'application de cette méthode à un modèle de rivière en tresses est le faible taux de particules parcourant complètement le modèle. Les nombreuses bifurcations, et les augmentations locales de la rugosité provoquent un arrêt des traceurs en tête des bancs.

3.2.8 Estimation de la surface en eau

La détermination de la zone d'écoulement est une information intéressante. Pour cela, durant la dernière phase de l'expérience en granulométrie étendue, l'écoulement a été teinté en rose, puis en violet-rose (Fig. 3.19a). La teinte rose a été choisie

car une analyse des photos dans les composantes vertes fait ressortir le rose en noir (Fig. 3.19b). A l'instar des photos utilisées pour la granulométrie de surface, une rectification systématique sur le gradient de couleur été réalisée (Fig. 3.19c).

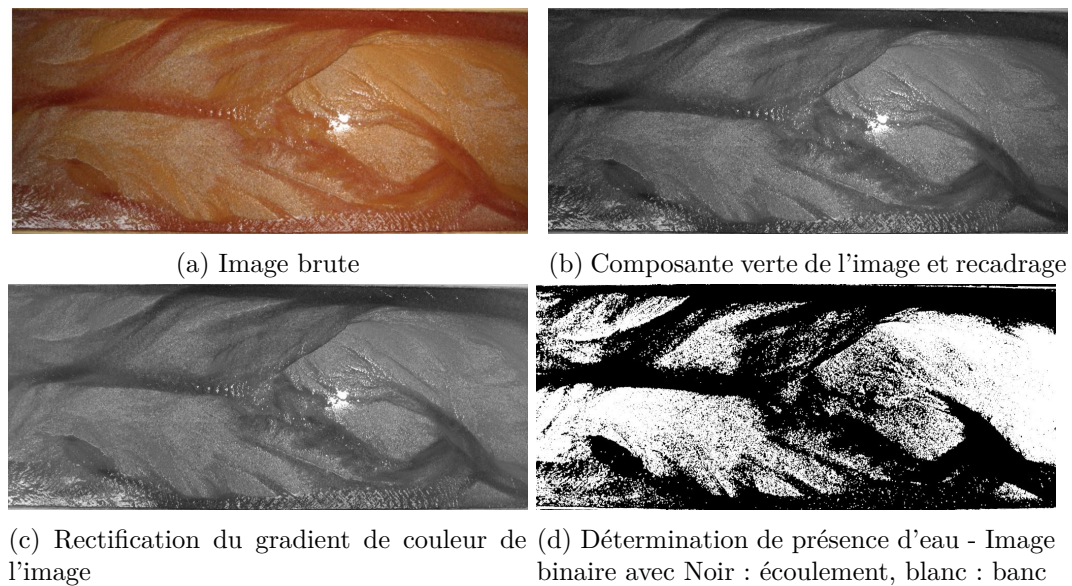


FIGURE 3.19 – Principe de détection de l'écoulement

Le traitement pixel par pixel n'a pas de sens car la taille du pixel est plus petit que le plus gros grain. Un algorithme d'érosion-dilatation a été utilisé afin d'homogénéiser localement des valeurs (Fig. 3.19d). L'élément de base est un cercle du même diamètre que le plus gros grain, soit $3mm$. Ce traitement permet d'éliminer des points aberrants.

3.2.9 Délimitation des bancs

Les mégaformes (bancs, terrasses) sont des fondements de l'architecture d'un système en tresses. La littérature a mis en avant un certain nombre de paramètres faisant justement intervenir leur taille, formes, ou nombres pour la caractérisation de ces systèmes. Avec nos données de topographie, nous avons cherché à les délimiter automatiquement.

Le travail de délimitation des terrasses ne devrait pas poser particulièrement de problème car par définition, ces formes se situent bien au-dessus de la bande active, et la sensibilité à un seuil en hauteur (par exemple par rapport à une hauteur moyenne sur une section) est faible.

La grande difficulté de ce travail est la définition même d'un banc. Couramment dans la littérature, un banc est défini comme ce qui n'est pas en eau. Cette définition, qui n'a rien d'une définition intrinsèquement morphologique, pose le problème dans le cas de topographie sur lit sec (comme dans notre cas) ou par exemple de relevés LIDAR. En effet, ces relevés sont généralement faits pour un certain débit, fréquemment celui de l'étiage. L'écoulement réduit à son minimum ne décrit qu'un seul chenal, et la définition des bancs n'est pas applicable.

De plus, l'effet de l'imbrication d'échelle est très fort, comme en témoignent les nombreux travaux de Sapozhnikov et Foufoula-Georgiou 1996 par exemple. La définition par rapport au fil de l'eau ne peut pas rendre visible les formes emboîtées et nous nous sommes attachés à trouver une définition purement morphologique des bancs.

Considérant un banc simple, sans bancs emboîtés, la face orientée vers l'aval est généralement raide, et la queue du banc se fond dans la morphologie environnante. Il est alors très complexe de délimiter le contour amont. Seuiller la partie aval du banc est en revanche aisé.

Nous avons ensuite cherché à tracer les courbes de points bas locaux, la principale difficulté étant de tracer des contours fermés. L'inconvénient rédhibitoire de cette technique de chercher un contour de point bas se présente au niveau de piscines, généralement profondes. Car comme nous le verrons plus tard, elles ne sont pas systématiquement liées à la morphologie des bancs et donc faussent la délimitation. La remarque sur le dimorphisme amont/aval d'un banc est tout aussi valable dans le cas d'une détection manuelle, car l'appréciation de la délimitation d'un banc surtout à l'amont est très subjective. La méthode manuelle est fastidieuse et n'est pas répliquable étant donné les nombreuses topographies à traiter.

Chapitre 4

Étude expérimentale des bancs alternés

Sommaire

4.1	Rappel de l'expérience et déroulement	71
4.2	Observations	72
4.2.1	Mise en place et description	72
4.2.2	Différents faciès	73
4.2.3	Manifestation du tri granulométrique en surface	75
4.3	Évolution temporelle du système de bancs alternés	75
4.3.1	Évaluation de la pente moyenne du système et durée d'initialisation	75
4.3.2	Pente et transport solide	76
4.3.3	Pente et Largeur	77
4.3.4	Déphasage du transport solide	77
4.3.5	Lien entre la largeur active de l'écoulement et la texture du lit	80
4.4	Le tri granulométrique, un mécanisme central dans la dynamique des bancs	81
4.4.1	Un pas vers le terrain	82
4.4.2	A l'échelle des grains	82
4.4.3	Phénomènes conjoints à ceux observés en canal étroit	85
4.5	Ce qu'il faut retenir de l'expérience des bancs alternés	86

Cette thèse a débuté par l'étude d'un système de bancs alternés. Cette morphologie est intéressante pour plusieurs raisons. En effet, comme nous l'avons vu dans le chapitre précédent, plusieurs théories affirment que cette morphologie constitue la première étape d'un motif en tresses. D'autre part, les motifs en tresses sont complexes, avec de nombreux bancs et écoulements. Cette première expérience peut être considérée comme un cas simplifié d'interaction entre un écoulement peu contraint et la morphologie du lit.

4.1 Rappel de l'expérience et déroulement

Rappelons ici les principales caractéristiques de l'expérience : l'expérience a duré 100h dans un canal de 30 cm de large sur 5.5 m de long. Le débit liquide était constant

à 1.45 l/s et le débit de sédiments à 5 g/s pour une pente de 3%.

Pour cette expérience, nous nous sommes fondés sur les travaux de Lisle *et al.* 1991. Lors de leur expérience de 10h, ils ont montré que le tri granulométrique est responsable d'une stabilisation des bancs. Or des travaux en écoulements contraints montrent que sur des expériences plus longues (*ie* $\gg 10h$), il existe une dynamique de fluctuation très importante liée au tri granulométrique (Recking *et al.*, 2009). Nous avons donc voulu, sur les bases de l'expérience de Lisle *et al.* 1991, étudier sur une plus longue durée, l'influence du tri granulométrique sur les bancs alternés.

4.2 Observations

4.2.1 Mise en place et description

La formation des bancs a débuté par le dépôt de sédiments grossiers, proche de l'amont du canal (Fig. 4.1). La formation d'un patch crée une augmentation locale de la rugosité, qui stoppe de plus en plus les sédiments. Au fur et à mesure que ce dépôt augmente, l'écoulement est dévié et vient impacter les parois créant une zone d'affouillement, une mouille. A la sortie de la mouille, un nouveau patch de

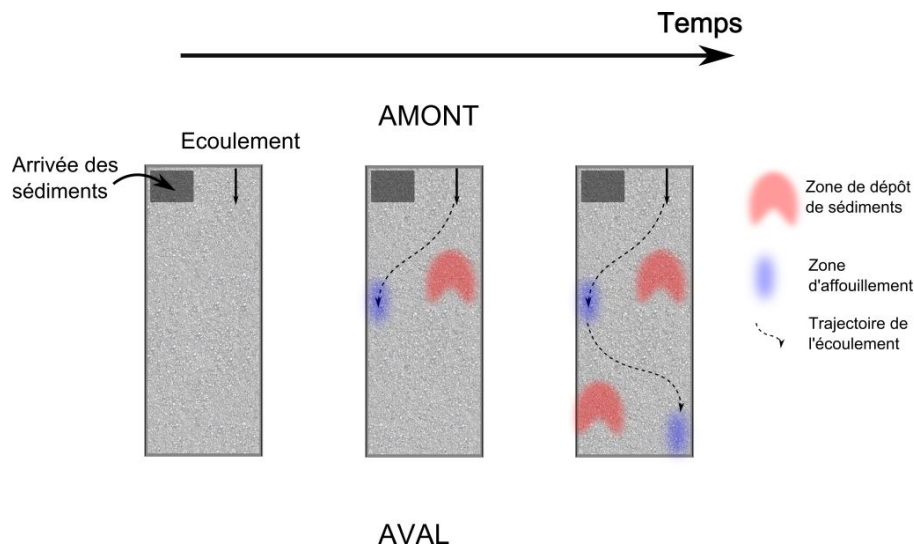


FIGURE 4.1 – Principe de mise en place des bancs alternés - Le décalage de la source sédimentaire par rapport à l'alimentation liquide aidait à la mise en place des bancs

sédiments se dépose, engendrant le même mécanisme.

La phase de mise en place de ces bancs a duré 16 heures environ. Bien qu'il se soit formé sans contrainte, le premier banc situé en rive droite du lit agit comme un forçage amont, et n'a pas subi de changements importants sur la durée de l'expérience.

Les bancs alternés s'accompagnent d'une zone d'affouillement ou mouille provoquée par le contact de l'écoulement à la paroi (Fig. 4.2).

Après une période d'initialisation de la morphologie du lit, quatre bancs alternés dont deux complets sont observés. Bien que les quatre bancs aient été persistants,

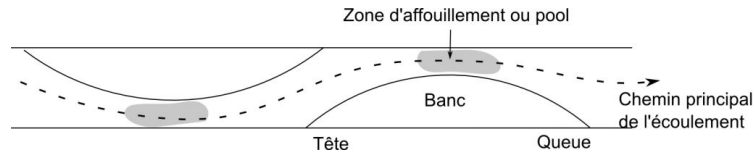


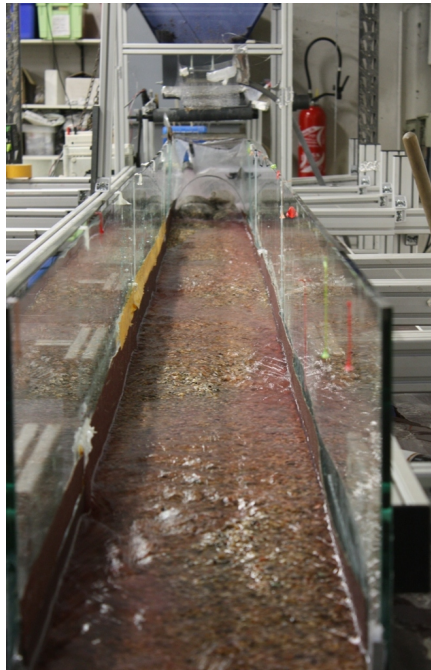
FIGURE 4.2 – Description schématique de la structure d'un banc alterné

le lit a développé deux morphologies bien distinctes au cours de l'expérience.

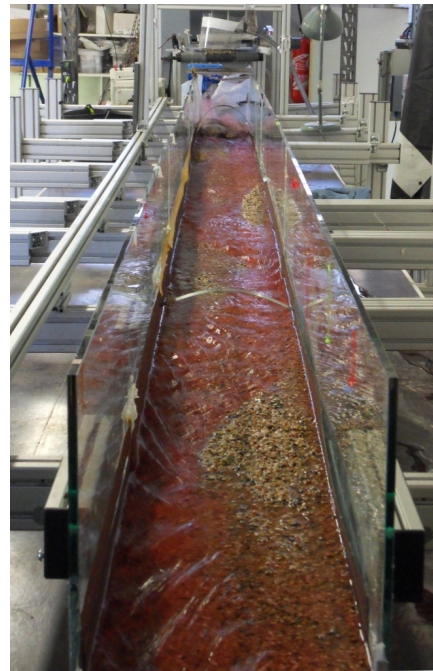
4.2.2 Différents faciès

Deux morphologies se sont alternées périodiquement avec des intensités différentes alors que les conditions d'alimentation étaient maintenues constantes.

1. Le premier type de morphologie correspond au pavage de pratiquement l'ensemble du lit. Il ne reste en surface des zones pavées que la fraction grossière de la courbe granulométrique. Les bancs ressortent peu, le lit dans son ensemble est plat. La morphologie est proche d'une configuration de seuil-mouille (riffle-pool) bien marquée (Fig. 4.3a). Le transport solide est faible sur l'ensemble du canal ainsi qu'en sortie. Les sédiments se déplacent peu et sur de courtes distances. L'écoulement total s'étend sur toute la largeur du canal, à l'exception du banc amont.



(a) Lit pavé vu vers l'amont - Grande largeur de l'écoulement total - Faible déplacement des sédiments - Bancs immergés



(b) Lit dépavé vu vers l'amont - Bancs émergés - Transport solide actif

FIGURE 4.3 – Les deux morphologies observées périodiquement lors l'expérience des bancs alternés

2. La deuxième morphologie est associée à un lit en érosion, délavé ou faiblement pavé dans le chenal actif. Le transport solide en sortie est important avec une forte présence de sédiments fins. Les sédiments grossiers se déplacent à grande vitesse sur un lit de sédiments fins. La surface des bancs est émergée et la largeur de l'écoulement est faible (Fig. 4.3b).

Le temps de changement de morphologie que nous avons pu observer est de l'ordre de la dizaine d'heures. Le passage d'une morphologie à l'autre est associé à la migration des bancs.

Le front des bancs constitue une zone préférentielle de dépôt. En effet, l'écoulement est dévié par le front du banc (Fig. 4.4a), la hauteur d'eau diminue et les sédiments grossiers ont tendance à s'y déposer (Fig. 4.4). Plus la taille du dépôt augmente, plus l'écoulement est dévié à l'amont du banc et plus le front du banc migre vers l'amont (Fig. 4.4b). A mesure que le front du banc progresse et que la distance entre le front du banc et la zone d'affouillement se réduit, la pente à l'amont de la mouille se raidit (Fig. 4.4c). Progressivement tout l'amont du banc se pave. Dans cette configuration, la morphologie est celle d'un seuil/mouille, avec une pente transversale importante. La différence d'altitude le long d'un profil en travers est en revanche faible, hormis au droit des zones d'affouillement. Les profils en travers sont plutôt plats.

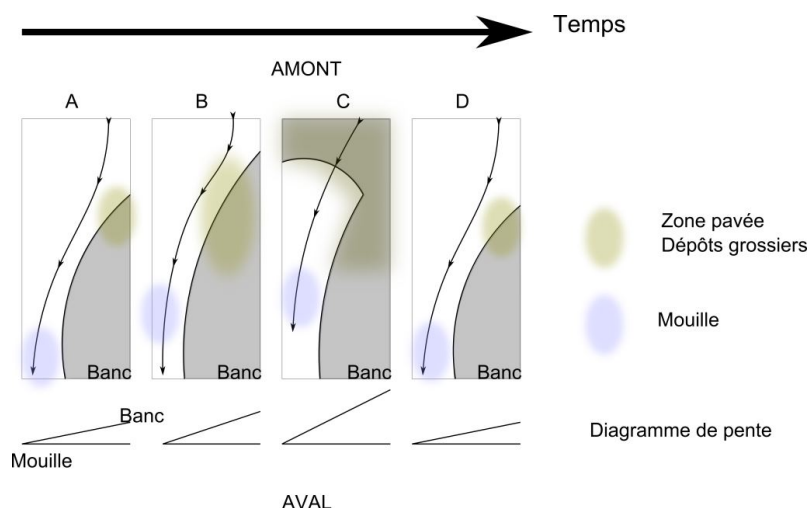


FIGURE 4.4 – Évolution du front des bancs alternés - a) Dépôt préférentiel en tête de banc - b) Développement de la tête de banc - c) La pente maximale entre la mouille et la tête du banc est atteinte, début de l'érosion - d) Fin du cycle, dépôt préférentiel en tête de banc - La diagramme en bas du schéma représente l'évolution de la pente entre le fond de la mouille et le haut du banc

Lorsqu'une certaine pente est atteinte, le pavage se détruit provoquant une importante érosion et le départ d'une nappe de charriage. La tête du banc est alors érodée, la largeur du banc diminue et l'écoulement s'incise dans le lit. La pente reliant la tête du banc et la mouille diminue. A cet instant, le banc est alors perché au-dessus du niveau moyen du lit et ressort de l'écoulement. Dans cette phase, il n'est pas rare d'observer un sapement de berges le long du banc pouvant même conduire à sa destruction partielle.

Indépendamment du stade dans lequel on se trouve, les bancs et particulièrement ceux du centre du canal pouvaient être détruits, soit par une érosion intense, soit par un recouvrement par les sédiments grossiers lors d'une phase de pavage.

4.2.3 Manifestation du tri granulométrique en surface

La dynamique et migration des bancs met en relief les effets du tri granulométrique, phénomène déjà étudié dans les expériences en canal étroits (Iseya et Ikeda, 1987; Recking *et al.*, 2009). Plus précisément, nous avons observé que lors du passage de l'écoulement dans les mouilles, les trajectoires des particules de sable et des graviers diffèrent (Fig. 4.5). Du fait de leur taille, les graviers sont soumis de

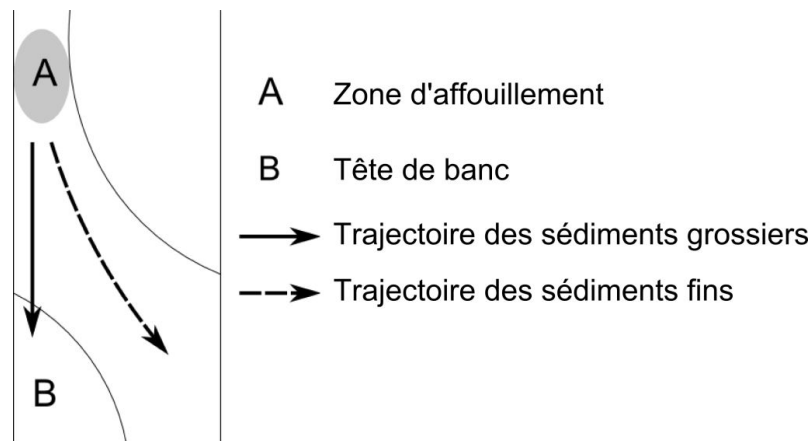


FIGURE 4.5 – Différentes trajectoires des sédiments en fonction de leur taille

façon plus intense à la gravité et donc entraînés plus facilement au fond de la zone d'affouillement. Le sable lui, reste en marge de l'écoulement. A la sortie de la zone d'affouillement, le sable resté en marge a tendance à se déposer sur les côtés.

Un autre phénomène vient s'ajouter à ce mécanisme. Les sédiments grossiers ont des diamètres jusqu'à 4 fois supérieurs aux sédiments fins. Leur inertie est alors plus importante et à la sortie de la mouille, ils sont alors moins sensibles à la déviation de l'écoulement provoquée par l'amont du banc suivant. Ils conservent leur direction et se déposent préférentiellement sur la tête de banc suivant, dans le prolongement de la mouille. Les sédiments fins en revanche sont plus sensibles à la variation de la direction de l'écoulement et se déposent en marge de l'écoulement, sur la queue des bancs.

Ce phénomène est à l'origine de l'hétérogénéité de la surface des bancs et témoigne d'un tri granulométrique longitudinal (Fig. 4.6).

4.3 Évolution temporelle du système de bancs alternés

4.3.1 Évaluation de la pente moyenne du système et durée d'initialisation

La profondeur du lit, la largeur de l'écoulement et la masse de sédiments sortante ont été mesurées, toutes les 15 minutes, sur les 6 différentes sections en travers. Afin

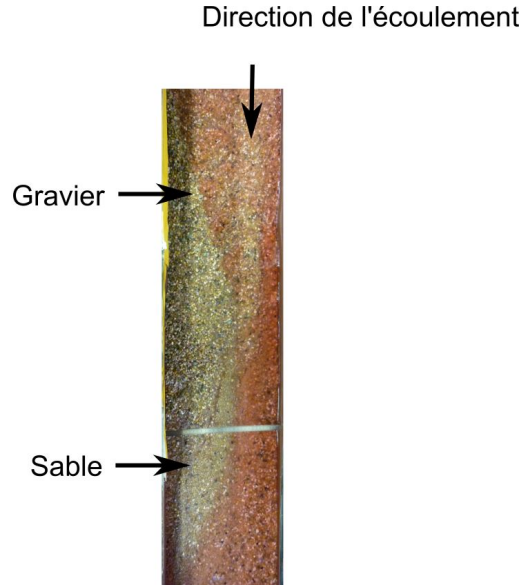


FIGURE 4.6 – Exemple de tri granulométrique longitudinal observé en canal

de minimiser d'influence ponctuelle de la zone d'affouillement, la pente a été calculée à partir d'une épaisseur moyenne du lit défini par $P_{m,j=1,\dots,6} = \frac{1}{L_1+L_2} \sum_i L_i p_i$ (Fig. 4.7).

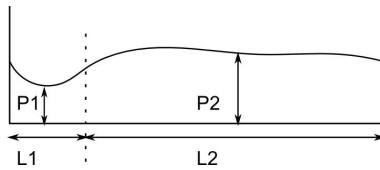


FIGURE 4.7 – Calcul de la profondeur moyenne

La prise en compte simple du chenal d'écoulement ne serait pas représentative de la section dans son ensemble. La pente moyenne de l'ensemble de lit S a été calculée à partir de profondeur moyenne pour les six sections : $S = \frac{1}{6} \sum^6 P_{m_i}$.

A partir de la donnée de la pente, l'état permanent $[t_0, t_f]$ est défini comme suit : $\exists t_0/\forall t > t_0, P_m(t) \in [\bar{P}_m * 0.95, \bar{P}_m * 1.05]$, avec t_f la fin de l'expérience (Fig. 4.8). Le calcul de la durée de l'état transitoire (mise en route de l'expérience, mise en place des bancs) donne $t_0 = 1500 \text{ min}$, et la période du début de l'expérience à $t = 1500 \text{ min}$ n'est plus considérée par la suite.

4.3.2 Pente et transport solide

Avec cette définition de la pente, on s'attend à ce qu'une augmentation de la pente soit associée à une diminution du débit solide en sortie c'est à dire à un stockage des sédiments du lit. La tendance observée est à l'inverse. Une augmentation de la pente coïncide avec un fort taux de transport solide (Fig. 4.9 haut et 4.9 bas). On ne retrouve pas ici la forte corrélation entre la pente et le débit solide qui est celle des écoulements en canal étroit, ce qui signifie qu'une augmentation de la pente moyenne n'influence pas le transport solide dans son ensemble. La particularité d'un

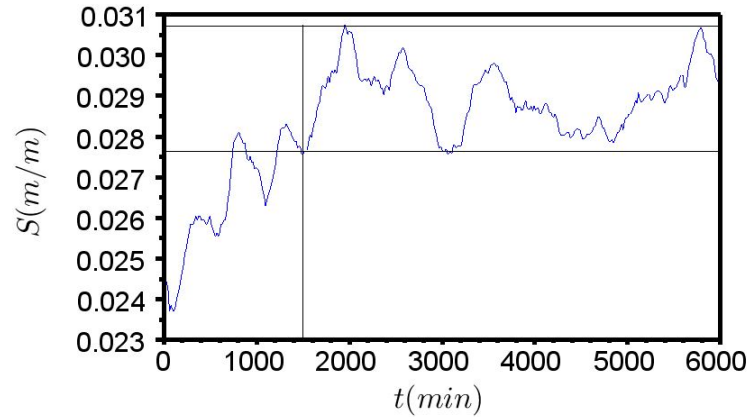


FIGURE 4.8 – Définition de la durée d'initialisation (période transitoire) par rapport à la variation de la pente S

système en banc alternés et plus généralement des écoulements peu contraints, mobiles latéralement, peut justifier ce phénomène.

Plus exactement, les sédiments mis en mouvement lors d'une phase d'érosion ne sont pas contraints de rester dans l'écoulement principal et viennent pour la plupart se déposer sur la tête du banc suivant. Les vagues sédimentaires qui sont responsables de la variation de transport solide en canal étroit ne se propagent plus.

Les sédiments qui viennent se déposer, n'interviennent plus à court terme, dans le processus sédimentaire sur l'ensemble du canal. Cette déconnexion ne permet pas d'avoir une relation simple liant la pente et le transport solide.

4.3.3 Pente et Largeur

Les mesures montrent un lien entre la pente locale et la largeur de l'écoulement : la pente varie avec la largeur de l'écoulement (Fig. 4.9 haut et 4.9 milieu). Une érosion coïncide avec un rétrécissement de la largeur de l'écoulement.

Sur la figure 4.10 représentant les valeurs de pente en fonction de la largeur de l'écoulement, 80% des points se situent entre les deux droites. La relation entre la pente locale et la largeur de l'écoulement est forte ($r^2 = 0.88$). Les points situés au-dessus de l'enveloppe de droites correspondent à une période pour laquelle une zone d'affouillement était présente de façon persistante sur l'un des profils. Le calcul de la profondeur moyenne est alors biaisé par la zone d'affouillement. Les points situés en dessous de l'enveloppe de droites correspondent à une période continue succédant à une très forte érosion.

Une réduction de la valeur de la pente est conjointe à un rétrécissement de la largeur de l'écoulement. Ce mécanisme non intuitif est le résultat de l'effet du tri granulométrique, avec incision du lit après destruction du pavage de surface.

4.3.4 Déphasage du transport solide

Les données de largeur de l'écoulement et de la pente du lit sont des données spatiales qui correspondent à une moyenne faite sur l'ensemble de canal. En revanche

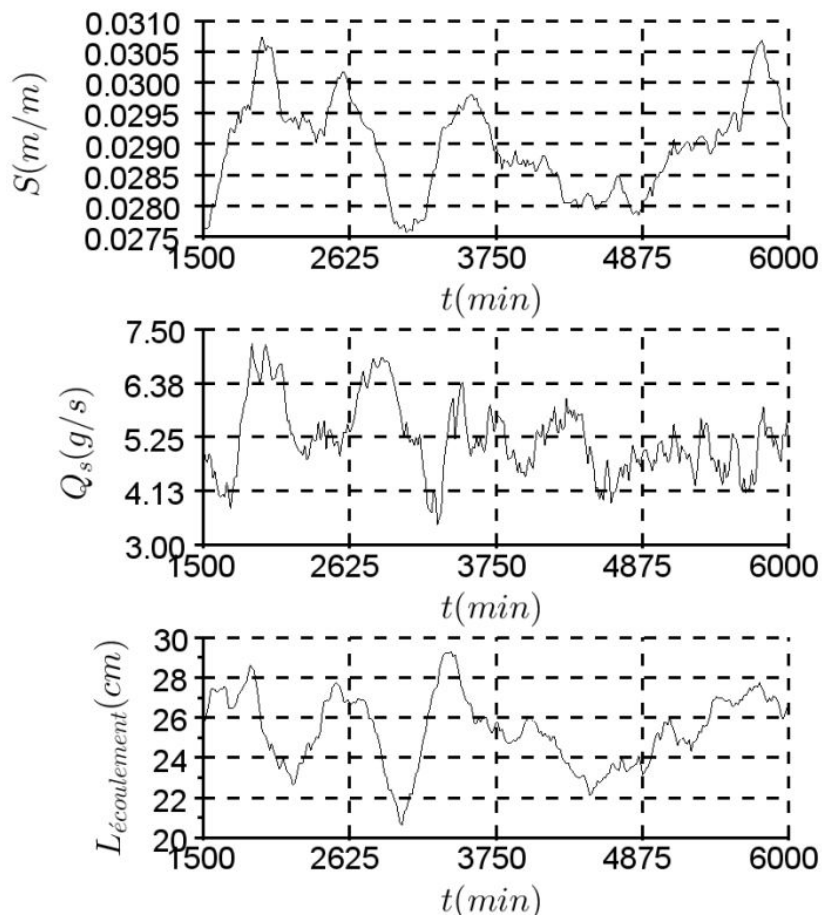


FIGURE 4.9 – Évolutions temporelles de la pente (S), la largeur totale de l'écoulement ($L_{\text{écoulement}}$) et transport solide en sortie (Q_s)

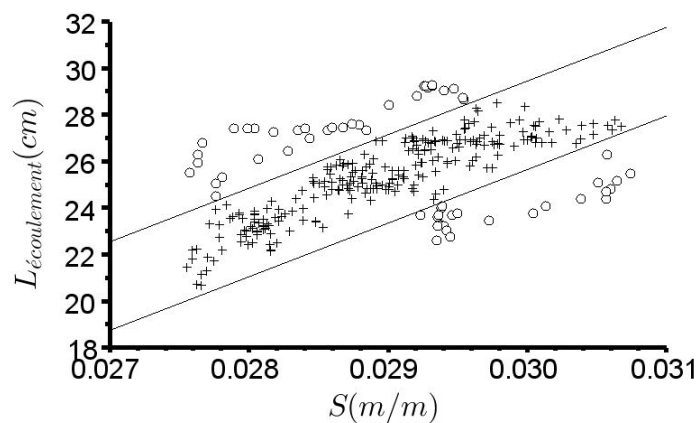


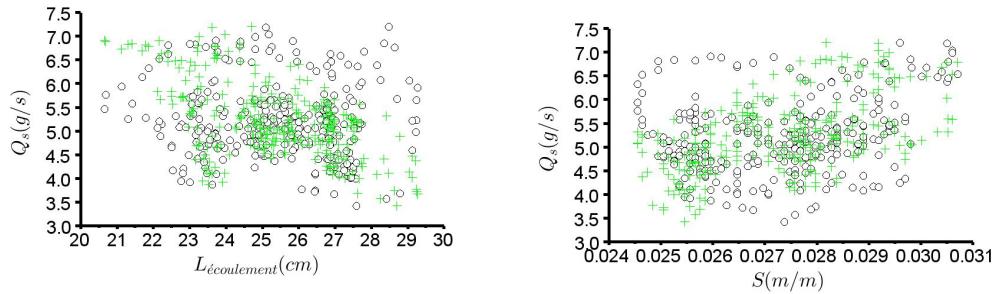
FIGURE 4.10 – Largeur en fonction de la pente, les points situés entre les deux droites représentent 80% de l'échantillon

la valeur de transport solide n'est relative qu'à la section aval de l'écoulement. Les

sédiments, qui constituent le transport solide en sortie, ne se déplacent pas instantanément, il y a un temps de parcours. Par conséquent, une variation de la largeur n'a pas de répercussion directement en termes de transport solide. Le temps de propagation des sédiments est d'autant plus long que l'on se trouve dans un système en bancs où chaque tête de banc constitue une zone de dépôt potentielle. Afin de caractériser ce délai, nous sommes partis du principe qu'une variation de la largeur moyenne et de pente doit être "visible" sur le signal du transport solide, soit par un pic de transport lorsque la largeur et la pente diminuent soit, à l'inverse, par une diminution lorsque l'écoulement s'élargit et la pente augmente. Nous introduisons ici un déphasage entre les deux signaux.

Déphasage du transport solide par rapport à la pente Le signal de transport solide est déphasé par rapport à celui de la pente (Fig. 4.9 haut et milieu). Le coefficient de corrélation initial est de 0.25. La variation du coefficient de corrélation entre le transport solide et la pente de l'écoulement a été étudiée en translatant les signaux les uns par rapport aux autres dans le temps. Le résultat indique qu'il atteint son maximum -0.54 pour un déphasage de 150 minutes (Fig. 4.11b).

Déphasage du transport solide par rapport à la largeur Le signal de transport solide est déphasé par rapport à celui de la largeur (Fig. 4.9 a, b, c). Le coefficient de corrélation initial est de -0.07 . La variation du coefficient de corrélation entre le transport solide et la largeur de l'écoulement a été étudiée en translatant les signaux les uns par rapport aux autres dans le temps. Le résultat indique qu'il atteint son maximum pour un déphasage de 150 minutes (Fig. 4.11a). avec un coefficient de



(a) Le transport solide (Q_s) exprimé en fonction de la largeur de l'écoulement ($L_{écoulement}$), • sans déphasage, + avec un déphasage de 150 minutes
(b) Le transport solide (Q_s) exprimé en fonction de la pente (S), • sans déphasage, + avec un déphasage de 150 minutes

FIGURE 4.11 – Les corrélations entre la pente et le transport solide d'un part et la largeur et le transport solide atteignent leur maximum pour un déphasage de 150 min

corrélacion est le -0.56 . Le nuage de point avec un déphasage de 150min (en vert sur la figure 4.11) est plus restreint, la correspondance est meilleure.

Ce déphasage peut exprimer sur la donnée de la pente car, tout comme la largeur de l'écoulement, c'est une donnée moyennée sur l'ensemble de canal, alors que

le transport solide est mesuré en sortie de modèle. Ce déphasage correspond à la propagation de l'information.

4.3.5 Lien entre la largeur active de l'écoulement et la texture du lit

Lors de l'expérience, nous avons observé qu'une phase d'érosion provoque une réduction de la largeur totale de l'écoulement accompagnée d'une forte concentration en sédiments fins. Sur l'ensemble du lit, le transport solide total est actif. L'étude de l'influence de la largeur sur la composition granulométrique de la surface d'écoulement est fortement biaisée par la localisation des profils. Les profils 1 et 6 sont ceux situés vers les extrémités du canal et subissent donc l'influence des conditions aux limites. Les profils 4 et 5 encadrent l'un des deux bancs complets de l'expérience (Fig. 4.12). Le profil 5 se situe juste à l'amont d'une zone d'affouillement et

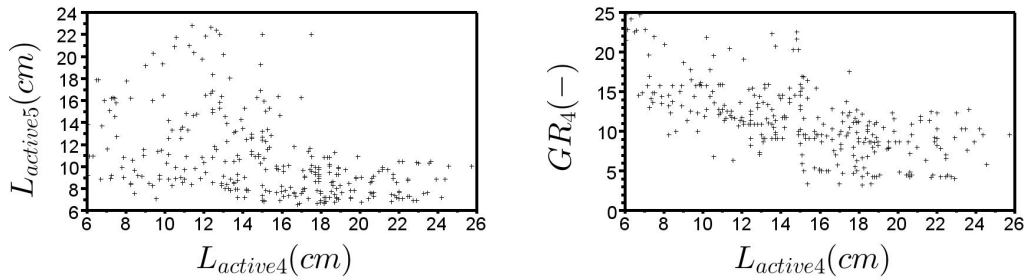


FIGURE 4.12 – Localisation des profils 4 et 5

le profil 4 à son aval. Nous nous intéressons plus particulièrement à ces derniers. La largeur que nous considérons dans les précédents paragraphes était la largeur totale de l'écoulement. Ici, nous considérons la largeur active, c'est-à-dire la largeur de l'écoulement où le transport solide est visible. La relation des largeurs actives de ces deux profils est inverse. Une grande largeur active de l'écoulement sur un des profils correspond à une faible largeur active sur l'autre profil (Fig. 4.13a).

Pour expliquer cette relation, il est important de souligner le rôle important de la zone d'affouillement dans la détermination de la largeur active du profil 4. Cette zone agit comme une "pompe" à sédiments principalement à cause de la forte rupture de

pente et de l'entonnement de l'écoulement. La zone d'affouillement joue le rôle de tri sélectif en fonction de la taille des sédiments. Ce tri provoque un élargissement de la zone de transport aval, en dissociant les trajectoires des deux tailles de grains (Fig. 4.5). Cette zone a une allure d'éventail au départ de la mouille qui sera d'autant plus large que le transport sédimentaire est soutenu. Ainsi, lors d'une forte érosion, plus des sédiments transitent par la zone d'affouillement, plus la largeur de l'écoulement actif de la section 4 augmente avec une concentration en sédiments fins importante (Fig. 4.13b).



(a) La largeur de l'écoulement actif de la section 4 en fonction de celle de la section 5 (cm) (b) La largeur de l'écoulement en fonction de l'indice de pavage (GR) pour la section 4

FIGURE 4.13 – Influence de la largeur de l'écoulement à la section 5 sur la largeur de l'écoulement de la section 4 et influence de la granulométrie sur la largeur de l'écoulement pour la section 4

La figure 4.13b nous révèle qu'une forte largeur active (donc un transport intense) est associé à un indice de pavage du lit faible. Inversement, une faible largeur active (donc un faible transport solide) est associée à un indice de pavage du lit fort. Ainsi, la largeur active sur une section est aussi liée à la texture du lit. En effet, lors d'une phase d'aggradation, le lit est pavé, peu de sédiments sont mobiles, la largeur active de l'écoulement est faible. En phase d'érosion, le transport solide est actif, provoquant une augmentation de la largeur active.

4.4 Le tri granulométrique, un mécanisme central dans la dynamique des bancs

Cette première expérience des bancs alternés est intéressante pour plusieurs raisons : c'est un système à écoulement peu contraint, à mi chemin entre un écoulement rectiligne et un écoulement en tresses. Sa relative simplicité fournit les bases d'observation des principaux mécanismes des systèmes en tresses.

Mais l'atout majeur de l'étude de cette morphologie est le suivant : comme l'ont très bien décrit Hundey et Ashmore (2009) et Warburton et Davies (1994) et comme nous avons pu nous même le remarquer (nous le verrons dans la suite) les bancs alternés sont le stade embryonnaire d'une rivière en tresses. Quels sont alors les processus qu'il est utile de considérer afin d'aborder les expériences de modélisation de système en tresses ?

4.4.1 Un pas vers le terrain

Le tri granulométrique longitudinal que nous avons pu observer est couramment évoqué dans les expériences en laboratoire (Diplas, 1994; Lanzoni, 2000b; Warburton, 1996; Bertoldi et Tubino, 2005; Lanzoni et Tubino, 1999) et se retrouve aussi sur le terrain (Fig.4.14). Le front des bancs constitue l'expression du tri granulo-



(a) Tri granulométrique longitudinal sur le Bès, rivière en tresses des Alpes de Haute-Provence, France

(b) Le front des bancs est plus pavé que la queue. Exemple du Drac

FIGURE 4.14 – Expression naturelle du tri granulométrique longitudinal

métrique le plus visible.

4.4.2 A l'échelle des grains

Comportement inertiel ? Les mouilles, qu'elle soient formées par contact avec les parois (expérience des bancs alternés et modèle de tresses) ou par une confluence de deux chenaux (modèle de tresses) participent activement à la dynamique sédimentaire : le transport solide y est très actif (Ashmore, 1988). Revenons sur nos observations¹. Ces mouilles sont des zones de concentration de l'écoulement, les vitesses sont élevées. Le ressaut hydraulique important formé par le contact avec la paroi ou la confluence met en mouvement une grande quantité de sédiments.

Toutes les tailles de grains y sont représentées. Les sédiments ressortent de cette zone turbulente, à grande vitesse. Plaçons-nous à la sortie des mouilles où deux phénomènes se juxtaposent. Leur prépondérance relative dépend de la vitesse des particules, conditionnée par l'énergie transmise par le ressaut de la mouille. Dans les deux cas, on considère une particule de chaque taille en mouvement à la sortie des mouilles :

1. A la sortie de petites mouilles, les sédiments ne se déplacent pas très vite. La diminution de la hauteur (et donc de la force motrice de l'écoulement) provoque en premier la sédimentation des particules les moins mobiles, c'est-à-dire la fraction

1. La description des processus de ce chapitre n'est fondée que sur les observations. Nous n'avons pas cherché à acquérir les données qui auraient pu servir à étayer quantitativement le raisonnement (tracking de particule, vitesse locale de l'écoulement...). Ce chapitre vise à apporter une explication qualitative des observations. Des investigations précises et pointues sont indispensables pour pousser la compréhension des mécanismes plus loin

grossière. La fraction fine, toujours mobile, reste dans l'écoulement et on observe la formation de patches de sédiments grossiers proches de la mouille.

2. Les sédiments sortent des grandes mouilles à grande vitesse. Au phénomène précédemment décrit, vient s'ajouter un autre mécanisme : l'inertie. Faisons l'hypothèse que les particules ne sont soumises qu'à l'écoulement, et à la gravité². Considérons sommairement un raisonnement sur les forces exercées sur les particules.

L'écoulement exerce sur les sédiments une force $F_x = \frac{1}{2}\rho AC_x V_{relative}^2$ de trainée en fonction de la surface apparente de la particule A , soit son diamètre au carré, de la vitesse relative de l'écoulement par rapport à la vitesse de la particule $V_{relative}$ et du coefficient de trainée C_x . Quand à la quantité de mouvement ($\vec{p} = m\vec{v}$), elle dépend de la masse et donc du diamètre au cube.

Si l'on considère le théorème de la résultante cinétique ($\frac{d\vec{p}}{dt} = \vec{F}_{ex}$, la variation de la quantité de mouvement est égale à la somme des forces extérieures) en ne considérant que la force de trainée. Si l'on considère deux particules de diamètre D_1 et D_2 avec $D_1 > D_2$, soumis au même écoulement avec la même vitesse initiale (ie $V_{relative}(D_1) = V_{relative}(D_2)$) on obtient $\frac{dv(D_1)}{dt} \propto \frac{1}{D_1} < \frac{1}{D_2}$: la variation de la vitesse est d'autant plus importante que le diamètre est petit. L'effet d'une force appliquée à un solide sur son mouvement est d'autant plus important que la masse du solide est plus faible.

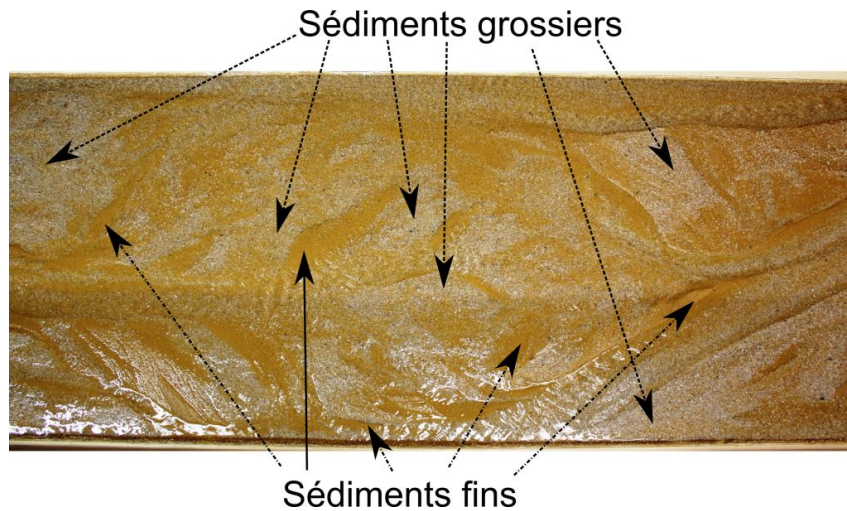


FIGURE 4.15 – Patches sédimentaires observés dans le modèle de tresses en granulométrie étendue. La fraction grossière est composée des sédiments blancs et la fraction fine des sédiments oranges

Les particules fines, soumises à l'écoulement, suivent ses sinuosités, alors que les particules grossières adoptent une trajectoire plus rectiligne (ou du moins colinéaire à leur vecteur vitesse). Et pour cette raison, un dépôt de sédiments grossiers se forme dans la prolongation de la zone d'affouillement et dévie l'écoulement. La déviation de

2. Cette hypothèse est forte car l'interaction avec le fond du lit par la biais de la rugosité est très important mais nous cherchons ici qu'à évaluer "avec les mains" la différence d'influence de l'écoulement sur les sédiments et non de donner une estimation rigoureuse du bilan de forces s'exerçant sur les particules

l'écoulement renforce ce mécanisme : plus l'écoulement présente une grande sinuosité plus la séparation des deux tailles de grains est importante.

La différenciation des trajectoires de grains en fonction de leur taille confère au lit une morphologie particulière. Les bancs, dont la tête est formée par les dépôts grossiers n'ont généralement pas de sédiments fins. La queue de bancs est elle, plus souvent, constituée de sédiments fins ou du moins d'un mélange de sédiments. Cette composition hétérogène des formes s'est très fréquemment retrouvée lors de notre expérience en granulométrie étendue. Lisle *et al.* (1991) ainsi que Lanzoni et Tubino (1999), entre autres, ont eux aussi mis en évidence expérimentalement le pavage de front de bancs alternés. Ce processus particulier de dynamique sédimentaire gouverne la formation et la morphologie des bancs dans les expériences en granulométrie étendue, il est le catalyseur de la formation des bancs et de leur développement.

La zone de dépôt grossier dans l'axe de la mouille est donc un acteur majeur de la dynamique sédimentaire et morphologique d'un système en tresse. Il est le maillon essentiel à l'élargissement de l'écoulement. En dehors du système en tresses, les bifurcations des rivières naturelles sont le thème de nombreuses études, sur la dynamique propres de ces bifurcations et leurs évolutions par rapport à des conditions amont (Bertoldi, 2012; Miori *et al.*, 2012; Thomas *et al.*, 2011; Kleinhans *et al.*, 2013).

Plus généralement et pour se déconnecter de la définition de formes ou de bancs, des très nombreux patchs de sédiments de taille différente sont observés (Fig. 4.15).

Lien avec un écoulement d'air Le principe de tri en fonction de la taille des particules est un procédé fortement utilisé dans l'industrie, c'est la base du vannage des grains (Kashayap et Pandya, 1965). Dans le cas du vannage, l'écoulement est un écoulement d'air, mais on retrouve les mêmes phénomènes que ce que nous avons pu observer. Dans un courant d'air horizontal, les particules qui suivent plus longtemps un écoulement sont les plus fines (Fig. 4.16). Les particules de poussières de paille se déposent beaucoup plus loin que les particules d'un gros diamètre (*Big size grain*).

On retrouve dans les classificateurs à air inertiel (Fig. 4.16a) le même principe que nous avons pu observer (Shapiro et Galperin, 2005). Les particules de 40 à 400 μm sont introduites en haut du dispositif, au point d'injection de l'air. Un courant d'air secondaire arrive en bas du dispositif conduit les particules fines dans une chambre curviligne et sont éjectées du dispositif. Les particules grossières du fait de leur grande inertie vont elles directement dans le bas du dispositif. On peut faire un rapprochement avec notre expérience : notre zone d'affouillement est le point d'entrée de leur modèle expérimental, et la déviation de l'écoulement agit comme le courant d'air secondaire.

Interaction entre le transport solide et la morphologie

Nous venons de discuter du rôle de l'inertie dans la dynamique des sédiments à la sortie des zones d'affouillement. Localement, seuls des sédiments venant de l'amont sont mobiles, on n'observe que très peu de sédiments arrachés dans cette zone. On peut donc penser qu'à cet endroit, les conditions locales de l'écoulement ne sont pas suffisantes pour arracher une particule, et que le transfert sédimentaire n'est que le résultat des conditions amont.

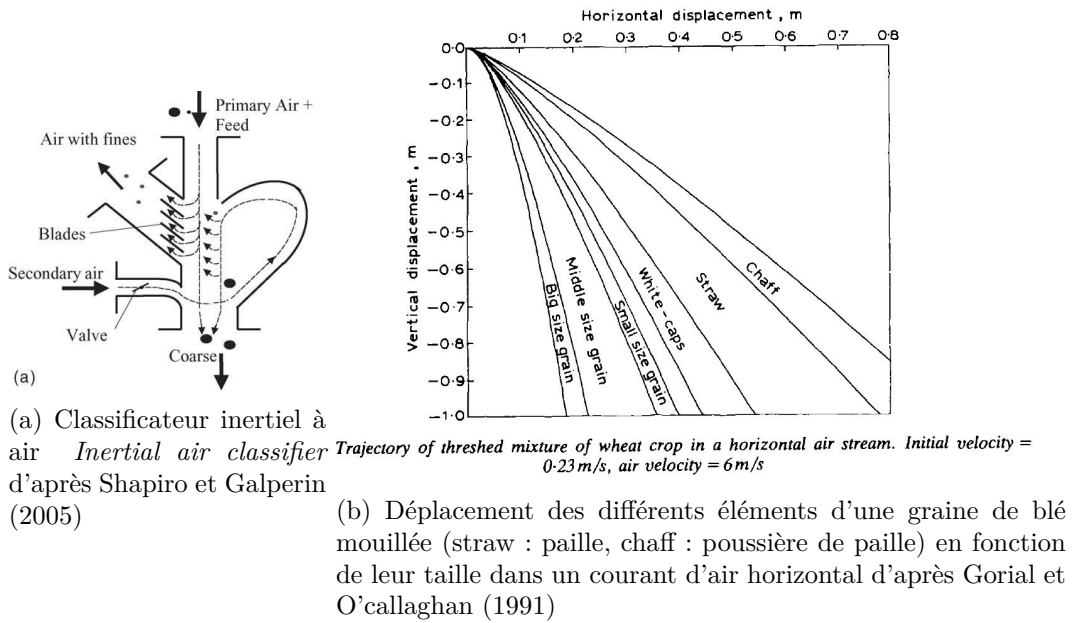


FIGURE 4.16 – Études du comportement des particules dans un courant d'air selon leur taille

La prédiction du transport sédimentaire (paragraphe 6.3 de la page 166) en devient complexe car ce mécanisme déconnecte de transport solide des conditions hydrauliques locales. Cette déconnexion complexifie la prévision des processus morphologiques.

4.4.3 Phénomènes conjoints à ceux observés en canal étroit

Les observations faites par Lisle *et al.* (1991) qui soulignent une stabilisation du front des berges ne sont fondées que sur des expériences courtes. La brièveté des expériences a certainement empêché la dynamique du tri d'aboutir. En plus de la manifestation du tri granulométrique, Crosato *et al.* (2012) soulignent l'importance des cycles morphologiques de ce genre de système. L'équilibre est selon eux très long à atteindre, de l'ordre de 2 à 3 semaines en continu. Les conditions expérimentales de Lisle *et al.* (1991) se semblent pas être suffisantes pour affirmer qu'il y a ou non équilibre et donc qu'il a un effet stabilisateur du tri granulométrique.

Le tri granulométrique est généralement étudié dans des conditions d'écoulement fortement contraint. La divagation de l'écoulement est impossible. Dans des écoulements à largeur variable, des formes sédimentaires, des bancs, apparaissent. Nous avons pu observer, en accord avec la littérature, que la tête des bancs est une zone de dépôt grossier qui se pave progressivement (Diplas, 1994; Lanzoni, 2000b; Warburton, 1996; Bertoldi et Tubino, 2005; Lanzoni et Tubino, 1999). En se pavant, le lit localement stocke des matériaux grossiers, les sédiments fins eux s'infiltrant dans le lit. La pente locale augmente du fait de l'aggradation jusqu'à atteindre une pente d'équilibre. Pour cette valeur de pente d'équilibre, le système ne stocke ni relargue des sédiments. Les sédiments fins se sont progressivement infiltrés sous la couche de sédiments grossiers la rendant ainsi moins stable. A l'instant où la largeur du canal est entièrement pavée, l'écoulement se comporte de façon similaire à un écoulement

contraint et la rupture de pavage provoque le départ puis la migration d'une nappe de charriage (cf. Recking *et al.* 2009 pour plus de précision).

Le rôle de pompe à sédiments de la mouille empêche qu'un pavage se forme sur toute la longueur du canal. La rupture de pavage est donc un phénomène local, à l'échelle de la tête du banc.

A l'inverse d'un écoulement unidirectionnel, la propagation de nappes de charriage ne conduit pas systématiquement à une augmentation du transport solide en sortie. La nappe de charriage produite en tête de banc subit le tri sélectif créé par la mouille. Les sédiments grossiers sont dirigés vers la tête du banc suivant et peuvent s'y déposer. Le signal de sortie de transport solide n'est donc que peu corrélé avec ces migrations de flux sédimentaire.

Le tri granulométrique en écoulement contraint provoque une variation de la texture du lit. La capacité de divaguer de l'écoulement apporte une autre dimension de l'effet du tri granulométrique. En effet, comme nous venons de mentionner, les cycles de pavage/dépavage des têtes des bancs sont liés à la variation de la largeur. Un lit faiblement pavé à une grande largeur active et une faible largeur d'écoulement. A l'inverse un lit fortement pavé est associé à une très faible largeur active, et une largeur d'écoulement maximale.

L'élément principal de la formation de la morphologie en bancs alternés est la possibilité apportée à l'écoulement de contourner un patch de sédiments grossiers. L'écoulement en le contournant percute la paroi et une zone d'affouillement se forme. Mais cette morphologie est, certes moins contrainte qu'un écoulement unidirectionnel mais reste tout de même fortement influencée par le contact avec la paroi. Quel serait alors l'expression du tri granulométrique dans un écoulement encore plus faiblement contraint ?

4.5 Ce qu'il faut retenir de l'expérience des bancs alternés

Nous avons modélisé durant 100 heures quatre bancs alternés sous alimentation solide et liquide constantes. Différents phénomènes ont eu lieu et il est important de retenir les points suivants :

1. Tri granulométrique et morphologie
 - L'expression du tri granulométrique est fortement liée à la variation de la largeur de l'écoulement
 - Plusieurs morphologies au faciès différent s'alternent : il n'y a pas de stabilité morphologique
 - Le tri granulométrique provoque des patchs sédimentaires importants
 2. Tri granulométrique et transport sédimentaire
 - Les mouilles jouent un rôle important dans le tri granulométrique de surface et dans le transfert de sédiments
 - L'écoulement peu contraint et la présence de nombreux bancs déconnectent le transport solide mesuré en sortie du reste de la dynamique sédimentaire du canal
-

Chapitre 5

Modélisation expérimentale des lits en tresses

Sommaire

5.1	Le modèle de tresses en granulométrie uniforme	88
5.1.1	Rappel de l'expérience et de son déroulement	88
5.1.2	Observations	88
5.1.3	Caractérisation des changements morphologiques - État transitoire	95
5.2	Le modèle de tresses en granulométrie étendue	113
5.2.1	Rappel de l'expérience et déroulement	113
5.2.2	Observations	113
5.2.3	Caractérisation des changements morphologiques - État transitoire	120
5.2.4	Tri granulométrique	131
5.2.5	Influence du tri granulométrique et lobes sédimentaires . .	135
5.2.6	Dynamique des bancs - Terrasses	141
5.3	Dynamique du trio Pente/BRI/Transport solide en sortie	142
5.4	Ce qu'il faut retenir de la déstabilisation d'un système en tresses	145

Dans ce chapitre ainsi que dans le suivant, un même code couleur est adopté pour les courbes représentatives (sauf exceptions mentionnées) : la couleur bleue correspond à une aggradation, la couleur rouge à une érosion et enfin la couleur noire correspond aux premières heures d'expérience, lors de la mise en place du schéma de tressage. Les traits verticaux représentent un changement de conditions à l'amont. Toutes les photos (sauf mention contraire) présentent un écoulement allant de gauche à droite pour les vues de dessus et de haut en bas pour les vues de la webcam.

La courbe "mean" présente sur les graphiques est la moyenne glissante de période 5 (soit 10 heures) du signal.

En pied de page, seront rappelées les conditions d'alimentations et le régime provoqué (érosion ou exhaussement par rapport aux conditions précédentes).

Les mesures de hauteurs d'eau seront présentées et exploitées dans le chapitre 6 pour la prédiction du transport solide.

5.1 Le modèle de tresses en granulométrie uniforme

5.1.1 Rappel de l'expérience et de son déroulement

Les sédiments utilisés pour l'expérience en granulométrie dite uniforme sont d'un diamètre compris en 0.5 mm et 1.5 mm avec un diamètre médian de $D_{50} = 0.8mm$ et un coefficient d'étendue $\sigma = 1.5$. Les mesures de topographie ont été réalisées toutes les 8 heures dans un premier temps puis toutes les 2 heures. Le transport solide a été mesuré toutes les heures, puis toutes les 15 minutes à partir de la 200^{ième} heure. Pour cette expérience, nous avons teinté l'écoulement en rose pour mieux le distinguer.

Des bandes de papier de verre dont la taille des grains est proche de celle des sédiments ont été collées sur les parois latérales du canal afin d'éviter tout écoulement préférentiel qui introduirait un biais dans l'expérience.

L'objectif de cette expérience est d'étudier les réponses du système à des changements de conditions hydraulique et sédimentaire. Nous avons donc fait varier les conditions d'alimentation suivant le protocole rapporté dans le tableau 5.1.

run	Temps(h)	$Q_l(l/s)$	$Q_{s\text{amont}}(g/s)$	Régime
1	0 - 35	0.23	0.5	Initialisation
2	35 - 85	0.23	0.4	Erosion
3	85 - 279	0.23	0.76	Aggradation
4	279 - 385	0.35	0.76	Erosion

TABLE 5.1 – Conditions d'alimentation de l'expérience en granulométrie uniforme

5.1.2 Observations

5.1.2.1 Mise en place du motif de tressage

Afin de favoriser la mise en place du motif de tressage, initialement un chenal est artificiellement incisé dans le lit de telle sorte que le fond du lit corresponde au haut du seuil aval (le niveau du lit moyen se situe au-dessus du seuil aval). Le débit initial de l'expérience correspond au débit de plein bord de cette section artificielle (Fig. 5.1a). On respecte le ratio de $\frac{\text{Largeur}}{\text{Hauteur}} > 10$.

Dès la mise en eau, des vagues sédimentaires en forme de lobes se propagent de proche en proche vers l'aval (Fig. 5.1b). L'écoulement érode les berges et s'élargit (Fig. 5.1b et suivantes). Des zones de dépôt se forment, créant une augmentation locale de la rugosité. Ces zones renforcent l'érosion des berges en déviant l'écoulement, celui-ci est orienté directement vers les berges et non plus suivant la direction principale du canal. L'élargissement du chenal conduit à une diminution de la hauteur d'eau et donc de la contrainte. L'écoulement continue de s'élargir et progressivement les premiers bancs apparaissent (Fig. 5.1c et suivantes).

Lorsqu'une largeur seuil est atteinte, de nouveaux chenaux se créent par incision des bancs initiaux. Les formations de nombreux avulsions activent de nouveaux chenaux, qui, à leur tour, découpent des formes dans les bancs déjà existants, et ainsi de suite.

Run 1 : $Q_l = 0.23l/s$ $Q_{s\text{amont}} = 0.5g/s$ Initialisation	Run 2 : $Q_l = 0.23l/s$ $Q_{s\text{amont}} = 0.4g/s$ Érosion
Run 3 : $Q_l = 0.23l/s$ $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaustement	Run 4 : $Q_l = 0.35l/s$ $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Érosion

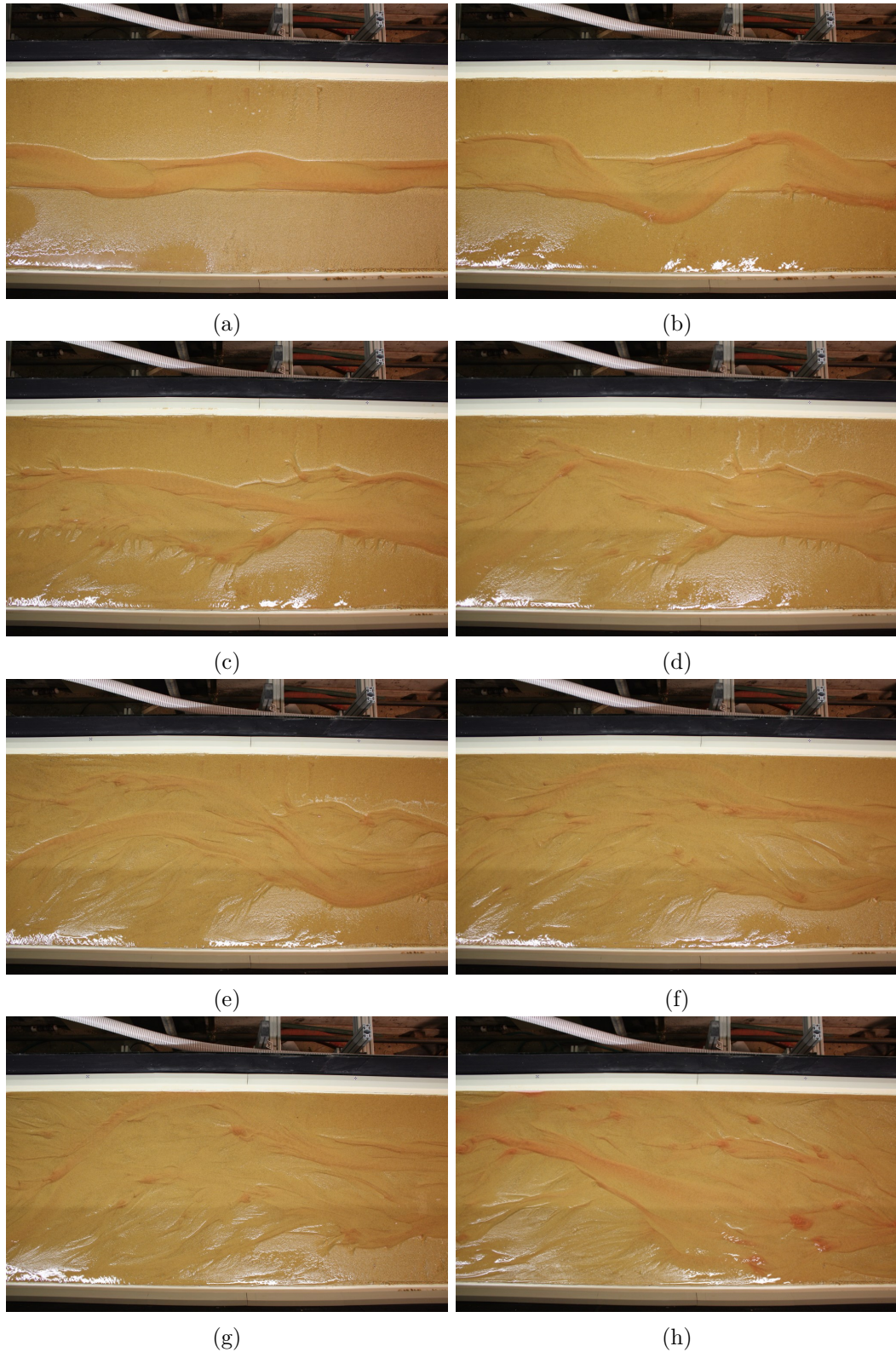


FIGURE 5.1 – Mise en place du motif de tressage de l'expérience en granulométrie uniforme

La mise en place du motif de tressage (c'est-à-dire la formation de néo-bancs)

Run 1 : $Q_l = 0.23l/s$ $Q_{s\text{amont}} = 0.5g/s$ Initialisation
Run 3 : $Q_l = 0.23l/s$ $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement

Run 2 : $Q_l = 0.23l/s$ $Q_{s\text{amont}} = 0.4g/s$ Érosion
Run 4 : $Q_l = 0.35l/s$ $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Érosion

dure environ 10 heures et il faut attendre 15 heures pour que toute la surface du canal soit remobilisée. La mise en place observée sur cette expérience est semblable à celle déjà évoquée par Ashmore (1991b).

5.1.2.2 Morphologies remarquables

Lobes Les premières sinuosités de l'écoulement apparaissent dès le début de l'expérience. Elles sont causées par la sédimentation de lobes qui se propagent vers l'aval. Ces formes, qui sont constituées d'une queue fine et n'ont peu de relief, présentent une face d'avalanche dirigée vers l'aval (Fig. 5.2a). L'axe principal de ces morphologies est dans la direction de l'écoulement principal : généralement dans l'axe du canal.

Ces morphologies constituent un vecteur important du transfert sédimentaire : les sédiments roulent sur le haut du lobe et viennent se déposer à son pied, le faisant ainsi avancer de proche en proche (Fig.5.2b).

La taille de ces bancs dépend de l'écoulement dans lequel ils se trouvent : plus les lobes se situent au cœur de l'écoulement principal, plus ils sont importants. De faibles lames d'eau ne peuvent déplacer qu'un petit nombre de lobes, de petites tailles.

Lorsque la contrainte exercée par l'écoulement sur le lobe n'est plus suffisante, le transport sédimentaire s'arrête et le banc est figé. On peut donc observer deux types de bancs : mobiles dans le chenal actif, et immobiles en marge de l'écoulement, dans les zones inactives.

Les lobes sédimentés, de tailles variées, font partie intégrante de la morphologie de notre modèle de système en tresses (Fig. 5.2c).

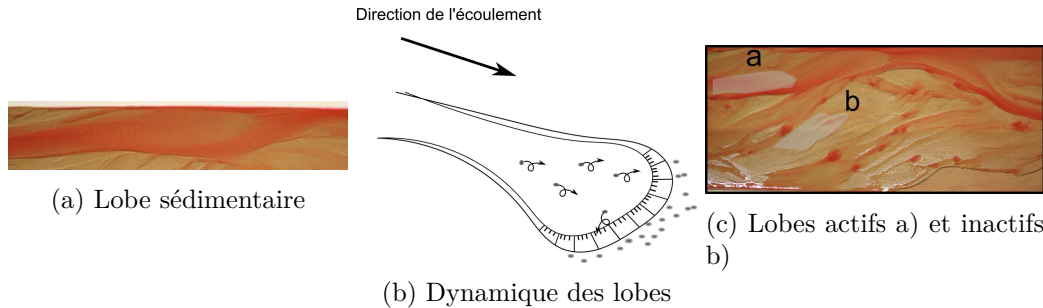


FIGURE 5.2 – Les lobes de l'expérience en granulométrie uniforme

Zones d'affouillement De nombreux trous persistants sont présents tout au long de l'expérience, et sont le résultat de différents processus. On les retrouve soit dans l'écoulement (et ils participent activement au transport solide) soit en marge de l'écoulement, sans même y être hydrauliquement connectés.

1. Le premier processus responsable de la formation des zones d'affouillement est déjà décrit par Mosley (1976), Ashmore et Sauks (2006) et Ashmore et Parker (1983) : les confluences de plusieurs chenaux provoquent une zone de forte turbulence déstabilisant une importante épaisseur de lit. La confluence des chenaux (comme toutes les formes) migre, en délaissant peu à peu la zone d'affouillement qui n'est pas nécessairement comblée. Il s'est donc formé une mouille, qui peu à peu perd

le contact avec les chenaux actifs et se transforme en un trou (qu'on qualifie de persistant sur la Fig. 5.3). Il faudra attendre une reconquête hydraulique de la zone pour que la mouille évolue.

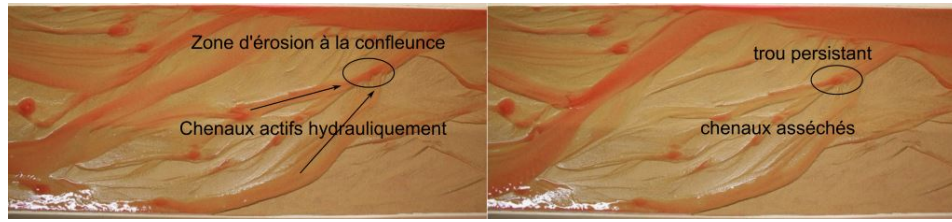


FIGURE 5.3 – Formation de trous persistants à la confluence de deux chenaux hydrauliquement actifs, 10 minutes séparent les deux clichés

2. Le deuxième processus de formation des mouilles fait intervenir non plus les zones de confluence mais les marges de l'écoulement principal. Considérons le cas d'une faible lame d'eau avec des lobes de petite taille. La contrainte est faible et le lobe est immobile. La face avalancheuse, dirigée vers l'aval de l'écoulement joue un rôle hydraulique important : l'écoulement de faible épaisseur en passant sur cette face avalancheuse s'accélère et provoque une érosion en pied du lobe. Cette érosion crée une zone d'affouillement au pied du lobe et met en mouvement des sédiments qui, à leur tour, constituent un lobe de plus petite taille, immédiatement en aval. Ce nouveau lobe migre puis se dépose lorsque la contrainte diminue (Fig. 5.4a).

Ainsi de suite, l'écoulement crée une nouvelle zone d'érosion au pied du lobe ainsi formé. Ce mode de fabrication des mouilles en chaîne conduit à un alignement dans le sens de l'écoulement de ces morphologies : une série de 4 mouilles est alignée dans la direction de l'écoulement au moment de leur formation (Fig. 5.4b).

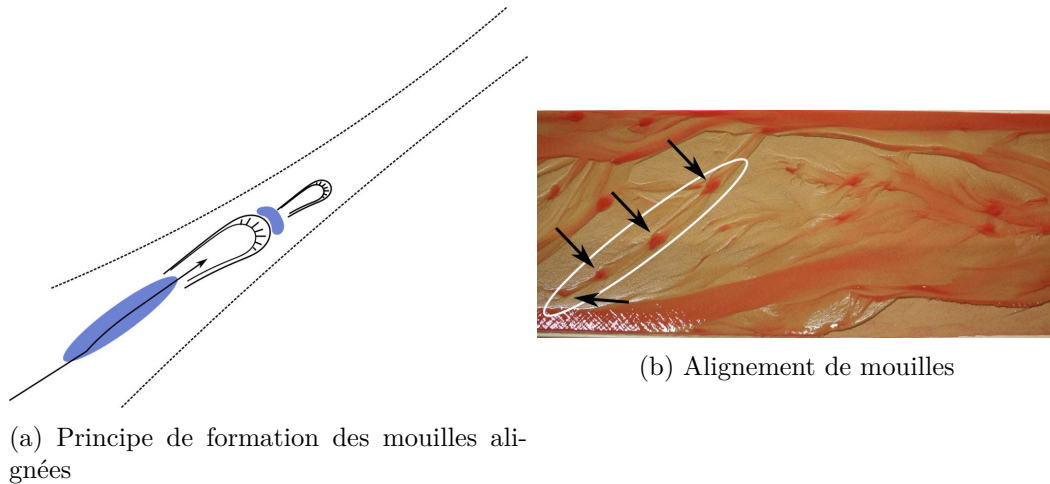


FIGURE 5.4 – Alignement de mouilles : principe de formation et exemple

3. Le dernier processus de formation des mouilles que nous avons pu observer est indirect. Des zones affouillées "passives" se forment en marge des lobes sédimentaires. Lors du dépôt des lobes, une zone de rupture de pente est créée tout autour de cette forme et plus encore vers la face avalancheuse. Des fossés longilignes se

forment parallèlement à l'écoulement et à la direction principale du lobe. Ces zones de points bas locaux sont passives et ne participent pas au transport sédimentaire. Ces fossés et leurs bordures sont à l'origine de micro morphologies, de faible hauteur, de la taille des grains au minimum (Fig. 5.5).

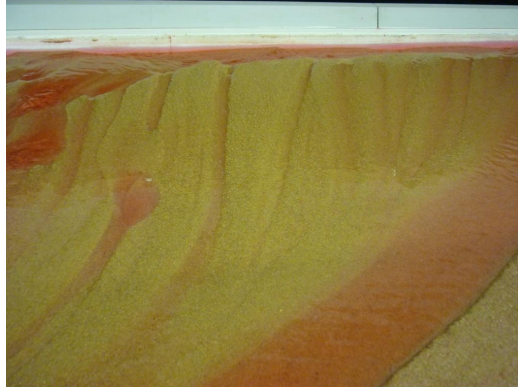


FIGURE 5.5 – Les frontières des bancs créent des micro morphologies

Les bancs dans notre modèle de tresses en granulométrie uniforme De nombreuses morphologies de petite dimension cohabitent avec les formes de plus grande taille et rendent le schéma de tressage très varié. Ce motif de tressage est complexe, quel que soit le régime sédimentaire que l'on impose.

Les lobes sédimentaires sont les éléments fondateurs de la morphologie. Leur déplacement et leur dépôt conditionnent la place de l'écoulement. Les bancs qu'on observe sont le résultat d'incision par l'écoulement de formes déjà présentes. Les bancs émergés ne sont que le résultat de la migration du chenal et de l'activité de l'écoulement.

Ces morphologies sont celles qu'on l'on a rencontrées tout au long de nos expériences. Elles constituent le canevas de base de notre motif de tressage.

5.1.2.3 Impacts des changements de conditions d'alimentation

Plusieurs conditions amont se sont succédées (Table 5.1). Dans cette expérience, nous avons une période de mise en place du motif de tressage (run 1), une érosion provoquée par une diminution du transport solide amont (run 2), une aggradation provoquée par une augmentation du débit solide en entrée (run 3) et enfin une érosion importante provoquée par une augmentation du débit liquide (run 4). Nous rappelons ici la mention systématique en bas de page des conditions d'alimentation.

De la mise en eau au run 1 : initialisation Ce run 1 a déjà été commenté dans la partie concernant la mise en place du motif de tressage.

Du run 1 au run 2 : réduction du transport solide Morphologiquement, le passage du run 1 au run 2 (Fig. 5.6c et 5.6d) s'est caractérisé par une incision du chenal principal. La largeur de l'écoulement s'est réduite, sans pour autant que l'écoulement ne soit réduit à un seul chenal. Le transport solide s'est intensifié et les

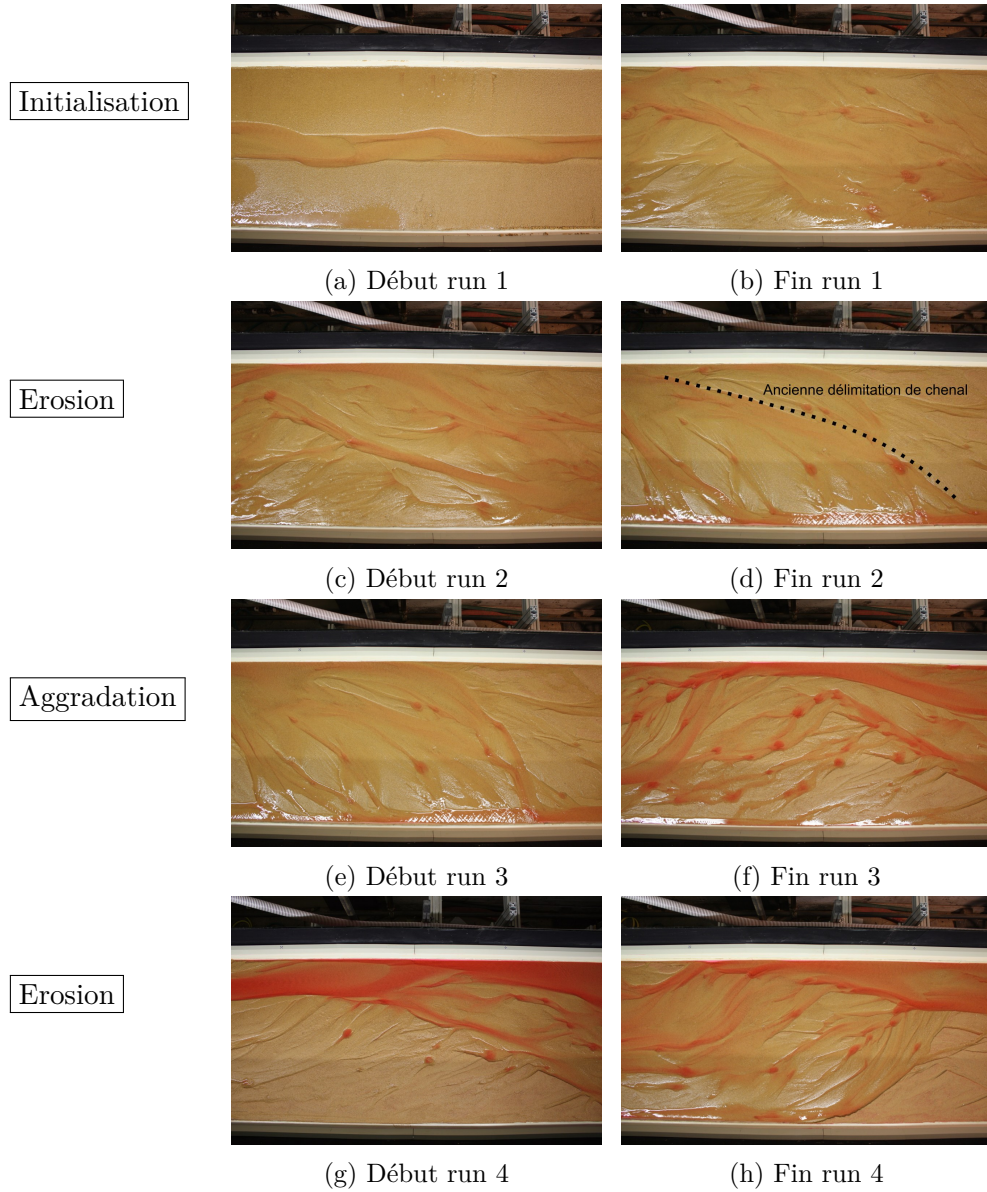


FIGURE 5.6 – Déroulement de l'expérience en granulométrie uniforme

lobes sont devenus plus actifs. L'amont a été le premier impacté par cette perturbation. L'aval dans un premier temps est resté stable. La perturbation engendrée par ce changement de conditions s'est propagée assez rapidement.

Le chenal principal s'étant incisé, sa migration vers l'amont laissait des traces visibles sous forme de fronts de faible hauteur. Ces fronts étaient simplement les reliquats des berges de l'écoulement à un instant.

Du run 2 au run 3 : augmentation du transport solide L'augmentation du transport solide provoque un régime en aggradation (Fig. 5.6e et 5.6f). L'apport de sédiments au commencement du run 3 était supérieur à la capacité initiale de transport. L'amont du canal a stocké des sédiments et le transport à l'aval était visiblement réduit. Morphologiquement, on a observé un élargissement très progressif de l'écoulement du fait des dépôts. De nombreuses petites structures (lobes) sont

apparues. Contrairement à la phase précédente, l'évolution du système était lente.

On peut dissocier plusieurs zones morphologiquement et sédimentairement distinctes : une zone amont où les sédiments sont stockés, une zone vers l'aval en déficit de sédiments venant de l'amont et entre les deux, une zone intermédiaire.

Tout au long de cette expérience, on a observé la zone d'aggradation migrer doucement vers l'aval. Finalement, le système s'est stabilisé.

Du run 3 au run 4 : augmentation du débit liquide La deuxième érosion est la plus importante de l'expérience en granulométrie uniforme, et est détaillée ci-après (Fig. 5.7). Plaqué en rive gauche à l'amont (Fig. 5.6g et 5.6h), l'écoulement s'est réduit à un seul chenal, très actif en terme de transport solide, peu de temps après le changement du débit liquide (de l'ordre d'une vingtaine de minutes). Après trois heures d'expérience (Fig. 5.7b) l'écoulement en entier, à l'amont comme à l'aval s'est réduit en un chenal flanqué en rive gauche. La forte incision de ce chenal a créé une grande terrasse en rive droite. L'unique chenal, très actif, a évolué avec les lobes sédimentaires qui se sont propagés rapidement. Au fur et à mesure de l'inci-

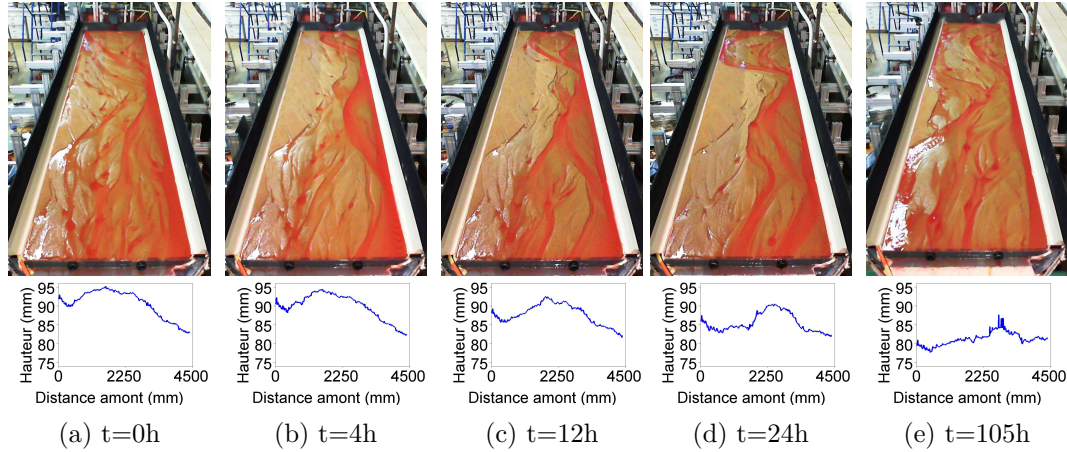


FIGURE 5.7 – Grandes étapes de la deuxième érosion : le run 4. Les profils en long représentent la hauteur moyenne du lit. a) Début érosion : $t=0$, b) Un seul chenal : $t=4h$, c) Élargissement : $t=12h$, d) Élargissement : $t=24h$, e) État final : $t=105h$

sion du chenal, des dépôts se sont formés à l'amont du canal. Ces dépôts provoquant un élargissement de l'écoulement, celui-ci a commencé à éroder la terrasse en place (Fig. 5.7c et 5.7d). L'érosion de berges et le transfert massif de sédiments ont provoqué aussi des zones de sédimentation à l'aval. L'écoulement s'est élargi aussi bien à l'amont qu'à l'aval et a fini par regagner la totalité de la largeur à l'amont et à l'extrême aval du canal (Fig. 5.7e). Ces profils en long du lit moyen montrent bien une propagation de la perturbation : l'amont est en premier touché (Fig. 5.7b). L'érosion s'est propagée (Fig. 5.7d) et le système s'est stabilisé. Nous pouvons remarquer que lorsque le système s'est stabilisé, le motif de tresses est de nouveau reproduit.

Nous avons observé à chaque changement de conditions d'alimentation, des processus morphologiques propres à chaque régime. Étudions à présent la traduction de ces changements au travers des paramètres morphologiques.

5.1.3 Caractérisation des changements morphologiques - État transitoire

Cette partie présente la réaction du système aux perturbations amont. Seul le comportement transitoire nous intéresse ici et l'étude de la stabilisation du système (et de l'équilibre) se fera dans la partie suivante, chapitre 6, en page 147.

Les données de topographie des run 1 et 2 ont un temps d'échantillonnage important, de 8h. Il est 4 fois plus grand que celui des run 3 et 4, la précision est donc moins bonne. Nous préférons insister dans la suite sur les run 3 et 4.

5.1.3.1 Validation des données de topographie

Afin d'évaluer l'erreur associée à nos mesures de topographie, procédons au bilan de masse en confrontant le volume calculé à partir de la topographie à celui issu du bilan sédimentaire.

Le volume par topographie V_{in} est obtenu par intégration des hauteurs sur la surface du lit : $V_{in}(t) = \int_{x,y} z(x,y,t) dx dy$. Le volume du lit V_{sed} est calculé avec les données de transport solide (Eq. 5.1).

$$V_{sed}(t) = (M_{entre(0 \rightarrow t)} - M_{sortie(0 \rightarrow t)})(1 - \phi)\rho_s + V_{ini} \quad (5.1)$$

Avec $M_{entre(0 \rightarrow t)}$, la masse des sédiments entrée dans le système de 0 à t, $M_{sortie(0 \rightarrow t)}$ la masse de sédiments en sortie du système de 0 à t, ϕ la porosité mesurée du mélange est de 0.2, et enfin V_{ini} le volume initial du lit.

Le nuage de point (V_{in}, V_{sed}) est aligné sur la droite 1 : 1, et contenu dans l'encadrement $\pm 5\%$ (Fig. 5.8a). Bien que la correspondance ne soit pas parfaite, un biais peut apparaître sur l'une ou l'autre des données.

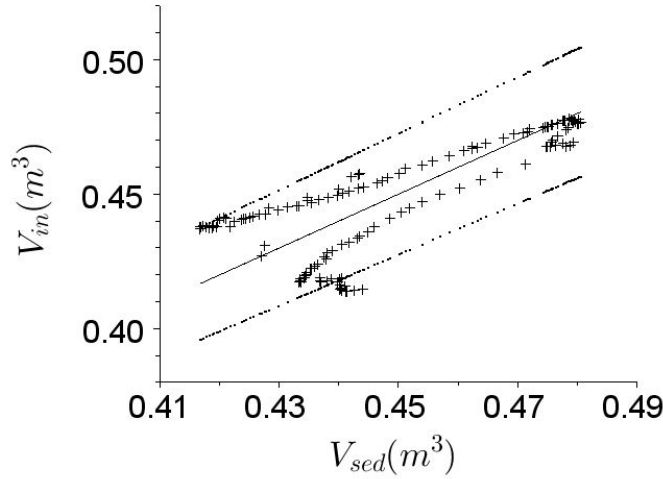
Nous présentons deux hypothèses qui pourraient expliquer ce phénomène.

1. La topographie ne représente pas l'intégralité du lit, 20 cm de la longueur totale n'étant pas pris en compte, ce qui représente 4% de la surface totale. La donnée en terme de bilan sédimentaire intègre quant à elle la surface complète du lit et cette différence pourrait impacter le volume issu de la topographie.

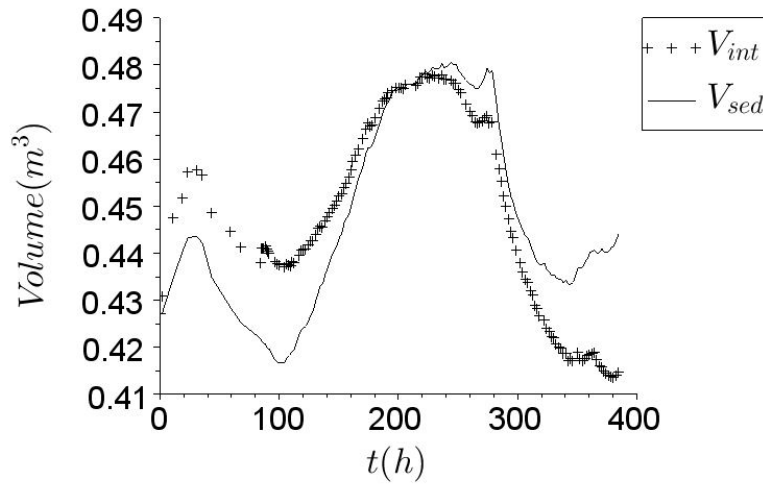
2. La détermination du volume de sédiments stockés par bilan de masse entrée/sortie est très sensible à la mesure de la masse. En effet, une erreur de 2% sur l'évaluation de la masse d'entrée provoque une erreur de 10% sur le volume. La masse de sédiments est pesée en étant mouillée, une variation de 2% en fonction du taux d'humidité du sable est donc possible.

Enfin, le volume calculé par bilan sédimentaire est relatif, il intègre les données d'entrée/sortie du canal indépendamment du volume initial (V_{ini}). Un biais de recalage des deux données peut ici intervenir, mais qui n'aurait pas d'influence sur la pente du signal.

Des données de topographie, nous pouvons extraire un certain nombre de paramètres : la pente, le *BRI* de Hoey et Sutherland (1991), la largeur morphologiquement active, le volume du lit, la convexité du lit, la variance de la surface, la surface au-dessus de la pente moyenne, de la puissance hydraulique, et la vitesse de migration latérale. Seul le transport solide en sortie n'est pas extrait des données de topographie.



(a) Comparaison du volume calculé par intégration de la surface (V_{in}) et par bilan sédimentaire (V_{sed}). La droite continue est la première bissectrice. Les deux droites discontinues (.) représentent $V_{sed} \pm 5\%$.



(b) Évolution temporelle de V_{in} et V_{sed} . La juxtaposition des courbes est entièrement tributaire de la détermination de V_{ini}

FIGURE 5.8 – Comparaison du volume du lit calculé par intégration de la surface ou par bilan sédimentaire cumulé dans le temps

5.1.3.2 Transport solide

Le transport solide en sortie est évalué à partir de la masse sortante des sédiments (Fig. 5.9). Trivialement, nous observons une augmentation de la valeur du transport solide en sortie lors d'un régime en érosion (vers $t = 50h$ de la Fig. 5.9) et une diminution du transport solide en sortie lors d'une aggradation (vers $t = 150h$). Il est néanmoins possible de constater une différence entre les deux régimes d'érosion, indiquée par les flèches sur la figure 5.9. Au commencement du run 2, le transport solide augmente graduellement jusqu'à atteindre son maximum environ 40 heures

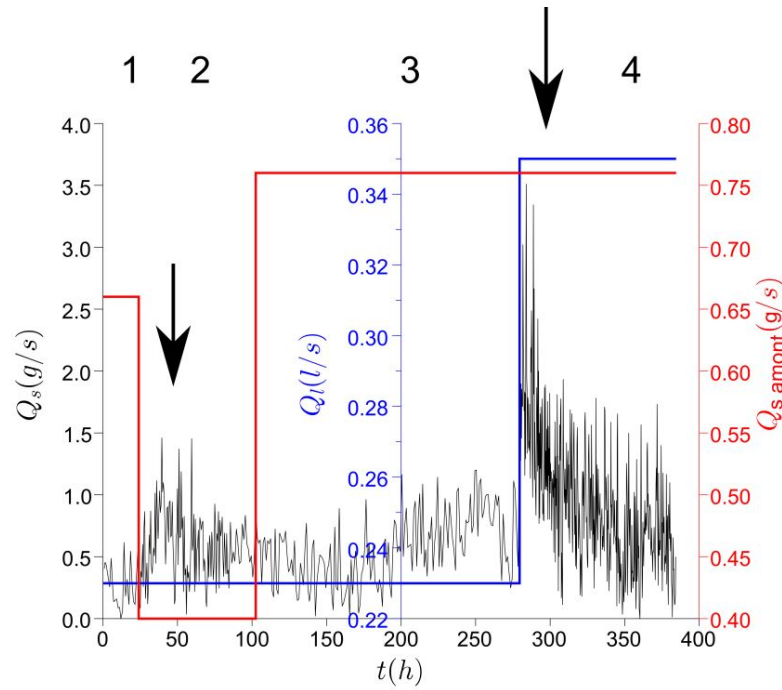


FIGURE 5.9 – Évolution du transport solide en sortie dans l'expérience en granulométrie uniforme - Les chiffres correspondent aux run, en rouge le transport solide en entrée ($Q_{s\text{ amont}}$), en bleu le débit liquide (Q_l), et en noir le débit solide en sortie (Q_s)

après la perturbation. Le pic de transport solide du run 4 a lieu, lui, tout de suite après la perturbation. Ce délai lors du run 2 met en avant un temps de propagation de la perturbation qui doit dépendre de l'intensité de celle-ci. De plus, le pic du run 4 est plus important que celui du run 2.

Usuellement, la notion de transport solide est rattachée à celle d'équilibre. En effet, un transport solide en sortie proche de celui de l'entrée est signe d'un état stable, à l'équilibre. En granulométrie étendue, cette notion est adaptée pour donner celle d'équilibre dynamique : le signal de sortie fluctue dans une bande restreinte autour de la moyenne de l'entrée. La notion subjective sous-jacente d'évaluation des fluctuations est ici difficile à adapter : bien que la classe granulométrique soit uniforme, nous observons de grandes fluctuations de transport solide, même loin des changements de conditions initiales. Il est alors délicat de fonder l'état d'équilibre ou non sur cette donnée de transport solide en sortie, tant le mouvement et la migration des bancs interviennent.

5.1.3.3 Pente

Dans un écoulement contraint, la notion de pente du chenal est accessible, assez tangible. Dans un cas complexe comme celui des rivières en tresses, cette notion de pente est délicate à cerner : doit-on considérer la pente de la surface en eau ? du chenal actif ? de toute la bande active ?

Nos données de topographies sèches ne peuvent pas nous fournir de renseignements suffisants et robustes pour déterminer le chenal actif. Considérer une suite de points bas pose le problème des zones d'affouillement, où le point bas local peut être un point bas absolu, faussant la détection du chenal principal.

Nous avons donc fait le choix de considérer un lit moyen, c'est-à-dire la hauteur moyenne du lit sur la largeur totale de l'écoulement. Nous calculons la pente non pondérée à partir de la différence d'altitude entre l'amont et l'aval du canal.

La continuité relative de nos mesures nous permet d'étudier la réponse de pente à un forçage amont (Fig. 5.10).

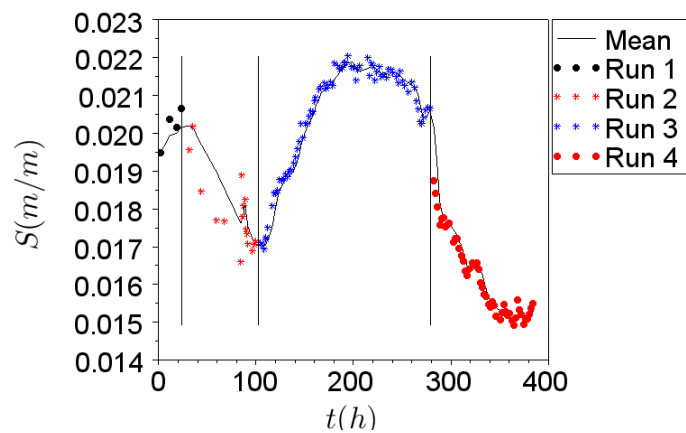


FIGURE 5.10 – Évolution de la pente dans l'expérience en granulométrie uniforme

Run 1 : $Q_l = 0.23l/s$ $Q_{s\text{amont}} = 0.5g/s$ Initialisation
Run 3 : $Q_l = 0.23l/s$ $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement

Run 2 : $Q_l = 0.23l/s$ $Q_{s\text{amont}} = 0.4g/s$ Érosion
Run 4 : $Q_l = 0.35l/s$ $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Érosion

Très trivialement, nous retrouvons le principe de la balance de Lane, une érosion provoque une diminution de la pente ($t = 280h$) et à l'inverse, une aggradation provoque une augmentation de la pente ($t = 100h$).

La variation de la pente peut être importante : elle est au maximum par rapport à la valeur initiale de + 5% pour le run 1, - 17% pour le run 2, + 35% pour le run 3 et enfin - 25% pour le run 4.

L'écoulement que nous avons modélisé n'est pas contraint, il peut librement divaguer entre les deux parois du canal. Le principe de la balance de Lane fait référence à une capacité de transport, dépendant de la pente et du débit. Dans le cas des écoulements peu contraints, la largeur active de l'écoulement joue un rôle important. L'équilibre ne se fait plus seulement par ajustement de la pente mais aussi de la largeur de l'écoulement. Dans un système naturel, la gamme de variation en largeur est plus grande que celle en hauteur et il convient donc d'étudier la largeur active.

5.1.3.4 Largeur morphologiquement active (*LMA*)

La morphologie accidentée de ces systèmes induit une répartition hétérogène des hauteurs d'eau et seule une partie de l'écoulement intervient dans le transport sédimentaire. Une observation directe de l'écoulement et de la zone du transport sédimentaire est nécessaire pour la déterminer.

Nos données de topographie ne nous permettent pas d'évaluer la largeur active de l'écoulement. Néanmoins, nous pouvons utiliser la différence de deux topographies pour évaluer la surface qui a subi des changements morphologiques entre 2 instants (Fig.5.11a et 5.11b). Nous obtenons une topographie de la différence (Fig 5.11c) et de là nous en déduisons une largeur moyenne sur tout le canal. Bien qu'il ne s'agisse pas du même paramètre, un lien existe entre cette largeur et la largeur active au sens commun du terme.

En effet, la largeur active est une largeur instantanée : à un instant donné, elle correspond à une largeur précise de l'écoulement où le transport sédimentaire est actif. On peut supposer que cette largeur active provoque des changements morphologiques (on considère implicitement que la chance qu'il y ait le même volume déposé et érodé à un endroit entre deux topographies est négligeable) et peut migrer latéralement. La largeur morphologiquement active (*LMA*) sera donc la largeur de l'enveloppe de migration de la largeur active entre deux instants.

Le seuil de détection des changements morphologiques que nous avons choisi, considérant l'erreur de mesure sur la topographie et la taille des sédiments, est de 1mm. Ce seuil est le même pour la surface morphologiquement active et la vitesse de migration latérale.

Les variations du signal de *LMA* sont moins nettes que celles de la pente (Fig. 5.12). Les fluctuations du signal présentent de grandes amplitudes à l'intérieur d'un même run : de 20 cm à 70 cm pour le run 2 par exemple.

Néanmoins on peut noter qu'en moyenne la largeur active représente 40 % de la largeur totale du canal (run 1 : 690 mm, run 2 : 356 mm, run 3 : 322 mm et run 4 : 337 mm). Cet ordre de grandeur est à rapprocher de la valeur usuellement admise de 30 à 40 % de la largeur totale pour la largeur active.

Rappelons que le run 3 est un système avec un excès de fourniture sédimentaire alors que le run 4 est un système en érosion (Table 5.1). Les perturbations

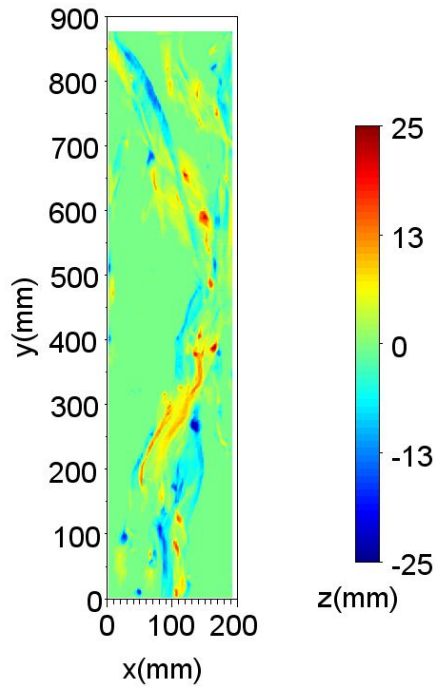
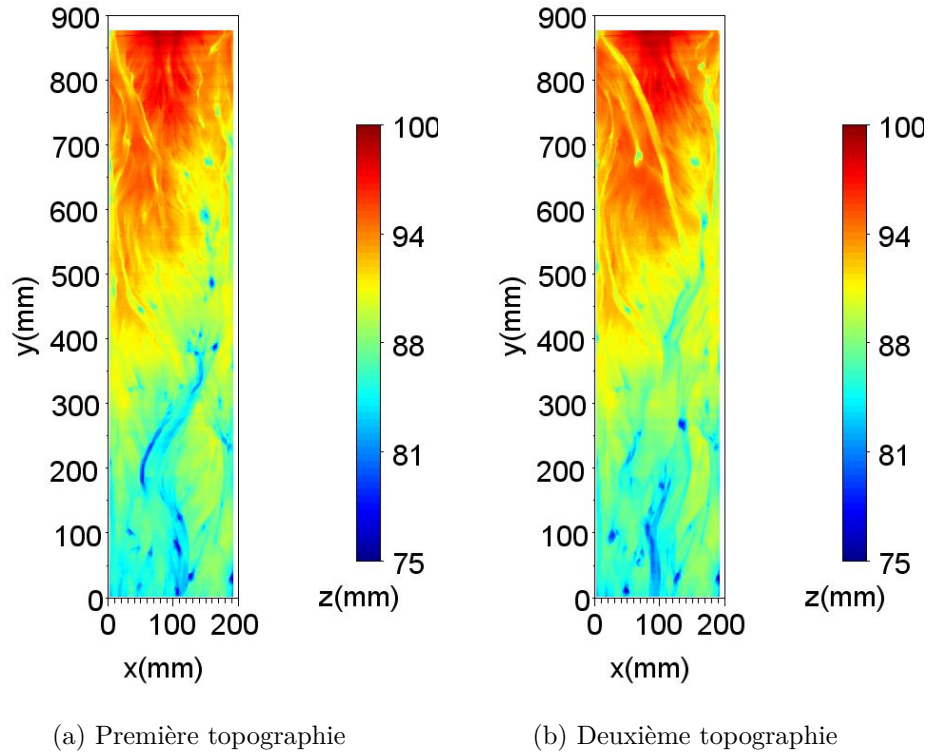


FIGURE 5.11 – Méthode de calcul de la largeur morphologiquement active (*LMA*)

Run 1 : $Q_l = 0.23l/s$ $Q_{samont} = 0.5g/s$ Initialisation
 Run 3 : $Q_l = 0.23l/s$ $Q_{samont} = 0.76g/s$ Exhaussement

Run 2 : $Q_l = 0.23l/s$ $Q_{samont} = 0.4g/s$ Érosion
 Run 4 : $Q_l = 0.35l/s$ $Q_{samont} = 0.76g/s$ Érosion

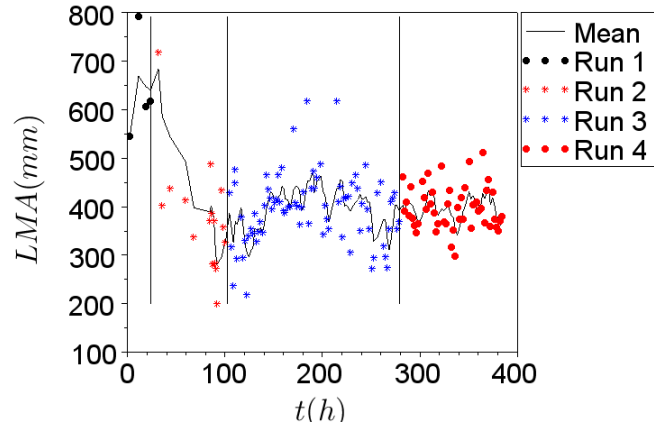


FIGURE 5.12 – La largeur morphologiquement active (LMA)

induites par les changements de conditions ont tendance à perturber le signal de largeur active : la largeur morphologiquement active des run 3 et run 4 varie dès les changements de conditions d'alimentation. L'augmentation brutale du débit (run 4) provoque une augmentation lente de LMA en moyenne. Morphologiquement, lors des toutes premières heures de l'expérience, le lit est encore assez homogène et l'écoulement se répand sur une grande partie du canal. Ayant un fort pouvoir érosif, il est capable de mobiliser des sédiments sur une grande surface : la largeur augmente. Puis, comme nous l'avons décrit, paragraphe 5.1.2.3, l'écoulement se plaque rapidement sur la rive gauche et y demeure un certain temps sans grande mobilité latérale. Cette étape correspond au minimum de la courbe, aux alentours de $t = 340h$.

De même, l'augmentation du transport solide à l'amont (run 3), provoque une augmentation de LMA juste après le changement de conditions amont jusqu'à atteindre un maximum vers $t = 200h$. Ce profil bombé de la largeur morphologiquement active au cours du run 3 évoque une largeur critique au-delà de laquelle l'écoulement ne peut plus s'étendre. La morphologie s'ajuste suite à la perturbation, modifie la pente et la largeur de l'écoulement jusqu'à atteindre une valeur seuil.

En conclusion, les changements de conditions à l'amont du modèle induisent des variations de largeur morphologiquement active. La largeur est donc bien aussi un paramètre d'ajustement du système.

5.1.3.5 Bed Relief Index (BRI)

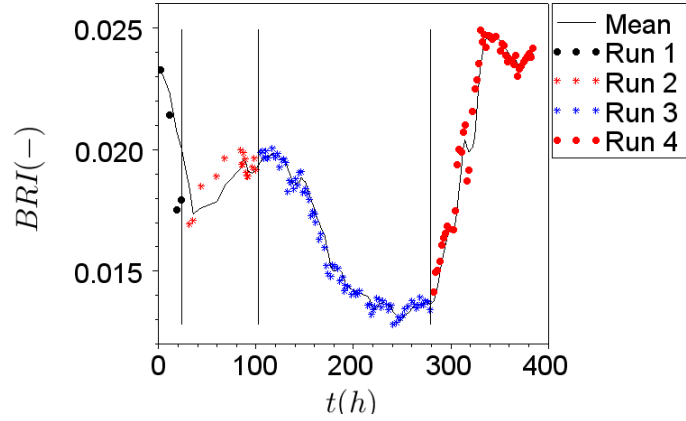
Dans un souci d'étudier différents régimes, Hoey (1996) a proposé un indice pour rendre compte de la variabilité d'un profil en travers autour de la moyenne. Pour mémoire, il est calculé comme suit, avec z_i la différence entre l'altitude de point x_i et la moyenne du profil (Eq. 5.2).

$$BRI(Hoey) = \frac{1}{(x_n - x_1)} \sum_{i=1}^{n-1} \sqrt{\frac{z_i^2 + z_{i+1}^2}{2}} (x_{i+1} - x_i) \quad (5.2)$$

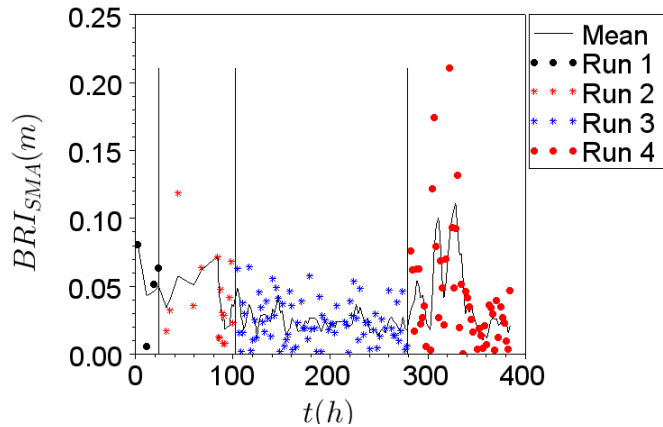
Cet indice est en mètres. Une adimensionalisation par la largeur du canal (de 1m) dans notre cas ne change pas la valeur. L'indice sera donc considéré comme adimen-

sionnel.

Afin de ne pas se trouver dans une zone sous influence des conditions amont et aval, nous avons choisi de calculer cet indice au centre du canal, sur toute la largeur à partir de 10 profils en travers pris sur une bande de 1cm de large. Les résultats sont présentés dans la figure 5.13a.



(a) Évolution du Bed Relief Index (BRI) calculé sur toute la largeur du canal



(b) Évolution du Bed Relief Index (BRI) calculé sur la surface active (SMA)

FIGURE 5.13 – BRI sur toute la largeur du canal et BRI calculé que sur la largeur active de l'expérience en granulométrie uniforme

Nous remarquons qu'une érosion (run 2, 4) provoque une augmentation du BRI ($t = 280h$) alors qu'une aggradation provoque une diminution ($t = 100h$). D'un point de vue morphologique, un système en aggradation tend vers un aplanissement des profils en travers alors qu'un profil en érosion est plus chaotique : l'incision des bancs creuse les profils en travers, générant de la variabilité autour de la moyenne du profil.

Pour les érosions (run 2 et 4), le BRI augmente, et il augmente d'autant plus rapidement que l'érosion est intense : les variations sont plus rapides et plus intenses (+ 75%) pour le run 4 que pour le run 2. Morphologiquement, le run 4 a présenté

très rapidement un chenal unique, très actif sur le plan sédimentaire et très rapidement incisé, il n'est donc pas étonnant de constater que le BRI augmente fortement.

BRI sur la largeur morphologiquement active En soustrayant deux topographies successives, on obtient la surface du lit qui a subi des changements morphologiques (SMA). Le calcul du BRI sur le terrain ne tient pas compte des terrasses alluviales, signatures des événements lointains. Pour reprendre une démarche similaire, le BRI n'a été calculé que sur SMA (Fig. 5.13b), l'indice présenté est en mètre. Les gammes de fluctuations du BRI_{SMA} sont beaucoup plus étendues qu'en prenant la surface totale, elle est de 0 à 0.2 contre 0.014 à 0.024. L'enveloppe de variation du run 3 indique que le BRI_{SMA} d'une aggradation diminue. A l'inverse, le très grand pic du run 4 indique dans un premier temps une très forte augmentation du BRI_{SMA} .

Il est aussi intéressant de noter que si l'on ne considère que la surface active du système, les gammes de valeurs du BRI_{SMA} avant et après l'érosion du run 4 sont semblables. Sur la bande active, on observe donc un cycle des valeurs de BRI_{SMA} : la perturbation induit une hausse de rugosité sur la surface active, avant de retrouver des faibles valeurs. En revanche, les fortes valeurs de BRI indiquent que les chenaux sont incisés (présence de terrasses), bien que le motif de tressage soit similaire.

On retrouve ici les mêmes résultats que Liébault *et al.* (2012) et Hoey (1996) : le BRI sur la bande active augmente pour un système en érosion et diminue pour un système en aggradation.

5.1.3.6 Surface au-dessus de la pente moyenne du lit ($Surface_{>S}$)

Travailler avec des topographies sèches enlève tout renseignement sur la localisation de l'écoulement et donc sur la délimitation des bancs (en considérant implicitement qu'un banc est une surface hors eau). Les bancs présentent une face

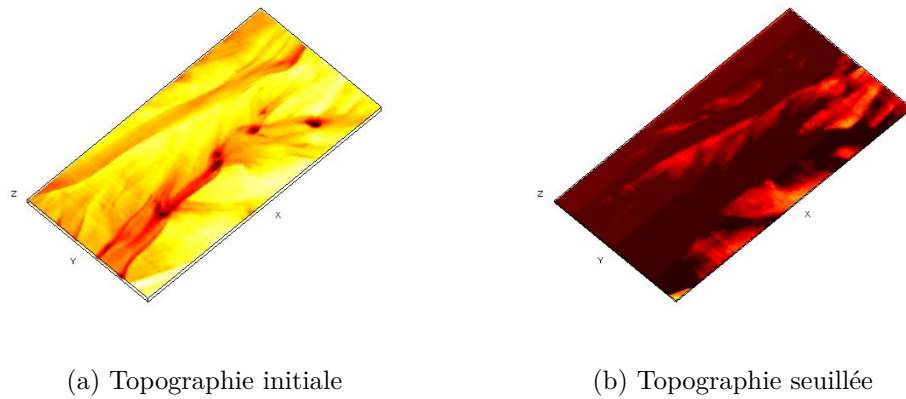


FIGURE 5.14 – Méthode de calcul de la surface au-delà de la pente moyenne

avalancheuse nette, facile à déterminer et une queue très diffuse. Il n'existe pas de critères morphologiques propres à leur délimitation. Tout de même, afin de s'approcher de cette donnée nous avons regardé la proportion du lit qui se situe au-delà de la pente moyenne non pondérée (Fig. 5.14). Cette démarche correspond à seuiller par

rapport à un niveau de lit moyen. Afin d'éviter de se trouver trop proche des conditions amont, tout le lit n'est pas considéré, et une troncature à l'amont d'environ 50 cm est appliquée.

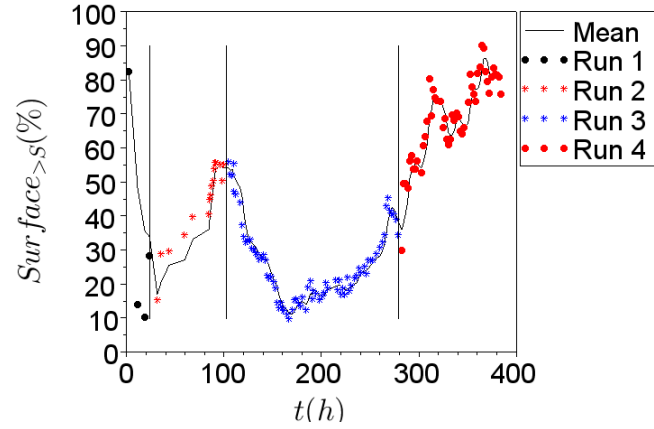


FIGURE 5.15 – Évolution de la surface au-delà de la pente moyenne ($Surface_{>S}$) durant l'expérience en granulométrie uniforme

Le signal (Fig. 5.15) indique que, la surface au-dessus de la pente moyenne des run 2 et 4, en érosion, augmente de façon importante dès le début des run. En revanche, la surface au-dessus de la pente moyenne du run 3 en exhaussement diminue très rapidement, dès le changement de conditions. Morphologiquement, on retrouve ici le comportement très érosif de l'écoulement lors des run 2 et 4. En effet, rapidement le chenal principal (qu'il soit réduit ou non à un seul écoulement) s'incise faisant apparaître les terrasses ou des bancs. Le dénivelé entre le haut des bancs et le fond du chenal est important, créant ainsi une vaste surface au-dessus d'un plan moyen.

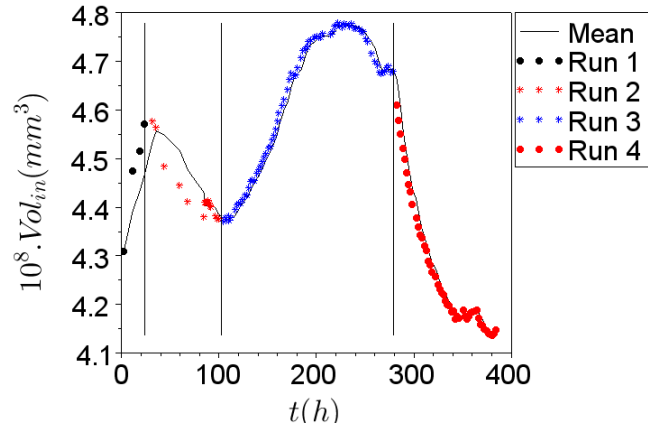
A l'inverse, un système en aggradation (run 3), après une très forte diminution, est associé à une très faible valeur de surface au-delà de la pente moyenne. Bien que la zone amont soit tronquée dans le calcul, la zone d'aggradation qui se forme à l'amont provoque une augmentation de la hauteur du lit, et donc une diminution de la surface au-delà de la pente moyenne jusqu'à $t=160h$. Ce point d'inflexion matérialise à fin de l'augmentation de lit à l'amont et de début de l'uniformisation de la hauteur de lit. A partir de cet instant, la $Surface_{>S}$ augmente pour se stabiliser vers une valeur de 40 % vers la fin du run.

5.1.3.7 Volume du lit (V_{in})

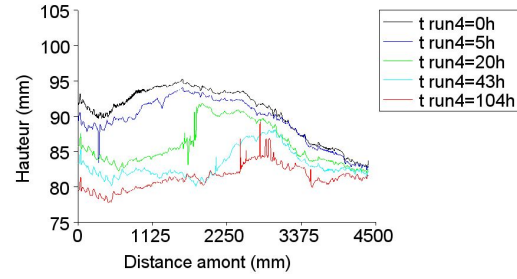
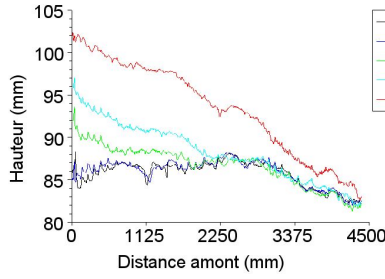
La notion d'équilibre est centrale dans l'hydraulique des rivières. La balance de Lane prédit des comportements en réponse à des perturbations et aussi un retour à un certain équilibre. Les paragraphes 5.1.3.3 et 5.1.3.4 montrent que l'ajustement ne se fait pas qu'en une seule dimension (la pente) mais bien en 2 dimensions avec la largeur active de l'écoulement.

La pente n'est donc plus le seul paramètre d'ajustement et la notion d'équilibre doit être précisée. Si l'on considère qu'un système à l'équilibre ne stocke ni de

déstocke de sédiment sur l'ensemble du système, il convient alors de considérer la donnée du volume du lit.



(a) Évolution du volume du lit par intégration de la surface durant l'expérience en granulométrie uniforme



(b) Profils en long d'une aggradation (run 3) (c) Profils en long d'une érosion (run 4)

FIGURE 5.16 – Évolution du volume du lit et exemples de profils en long

Comme nous l'avons vu dans la première section de ce chapitre, paragraphe 5.1.3.1 de la page 95, deux méthodes sont possibles, à partir de nos données, pour évaluer le volume du lit. Sachant qu'elles présentent toutes deux des résultats similaires, nous ne parlerons ici que de ceux obtenus par intégration de la surface, V_{in} (Fig. 5.16a). On rappelle que $V_{in}(t) = \int_{x,y} z(x,y,t) dx dy$.

Nous retrouvons ici les résultats prédits par le principe de Lane : les systèmes en aggradation ont un volume de lit qui augmente alors que les systèmes en érosion ont un volume de lit qui diminue rapidement.

Intéressons-nous à l'évolution temporelle des profils en long (Fig. 5.16). La gradation des profils en long du run 3 met bien en évidence la propagation de l'aggradation. Durant les 40 premières heures, seuls les 2 premiers mètres du canal sont impactés par la perturbation (Fig. 5.16b). L'érosion (run 4) présente une dynamique plus rapide : les profils en long (Fig. 5.16c) montrent qu'au bout de 5 heures, 3 mètres de lit ont déjà subi des changements et la totalité est impactée après 20 h.

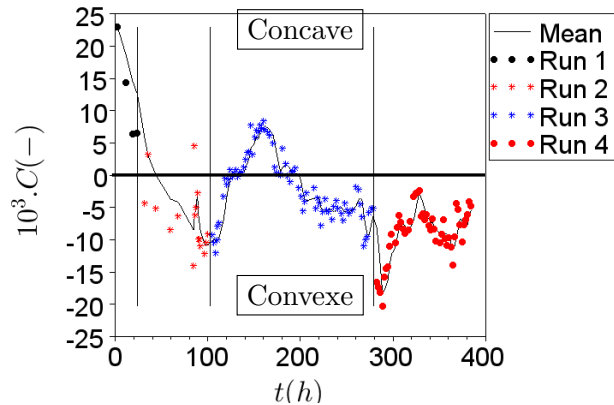
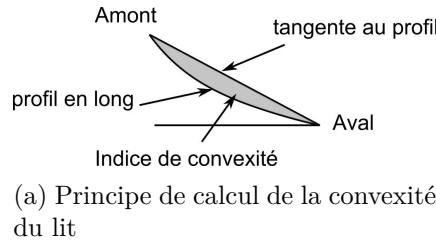
Le phénomène d'aggradation se propage donc lentement, pendant plusieurs heures, le système évolue avec deux régimes différents : l'amont dans une dynamique plutôt de stockage sédimentaire et l'aval avec un bilan sédimentaire nul, voir même en éro-

sion. Ce résultat est important si on le replace dans un contexte d'aménagement de rivières. En effet, sur le terrain, l'analyse fine de l'ensemble d'un tronçon est rare, il s'agit plutôt d'études fondées sur l'analyse ponctuelle de quelques profils en travers. Ainsi, le suivi d'un profil en travers montrant une érosion du lit à un endroit ne permet pas de conclure quant au régime sédimentaire de la rivière, il peut tout à fait correspondre à un système en aggradation. La dynamique d'une érosion est différente : le système dans son ensemble est très rapidement impacté.

5.1.3.8 Convexité (C)

A l'image de ce qu'on a décrit dans le chapitre 5.1.2.3 de la page 94, les systèmes en aggradation présentent à l'amont une zone de fort dépôt qui se propage, modifiant l'allure du profil (Fig. 5.16b). Pour généraliser cette caractéristique, intéressons-nous à la convexité du profil.

L'indice de convexité que nous proposons, est calculé en utilisant la définition mathématique graphique de la convexité : une fonction est convexe si et seulement si sa courbe représentative est au-dessus de chacune de ses tangentes. Adaptons cette



(b) Évolution de l'indice de convexité durant l'expérience en granulométrie uniforme

FIGURE 5.17 – Calcul de convexité du profil en long et variations temporelles

définition en utilisant le profil en long calculé avec l'extrême amont et l'extrême aval du canal pour tangente et le profil en long réel pour la courbe représentative (calculé sur la moyenne de la hauteur sur toute la largeur du canal). Si le profil en long réel se trouve au-dessus de la tangente, le profil est concave et à l'inverse, si le profil en long se trouve en dessous de la tangente, le profil est convexe (Fig. 5.17a).

L'indice de convexité présenté ici (C) est l'intégrale entre le profil en long et la tangente (dans cet ordre), s'il est positif, le profil est concave, s'il est négatif le profil est convexe. Nous remarquons deux comportements intéressants (Fig. 5.17b).

1. Premièrement, le passage à un régime en aggradation (run 3) s'accompagne d'une brusque augmentation de l'indice de convexité, le profil en long devient concave. A l'inverse, un profil en érosion tend vers un profil convexe (la convexité du début du run 4 diminue fortement).

La concavité d'un profil en aggradation s'explique morphologiquement par des dépôts conséquents qui se forment rapidement à l'amont du canal. Ce dépôt augmente la pente locale et donc la puissance hydraulique. Un transport solide s'opère et une certaine quantité de matériaux se déplace. La zone de dépôts progressivement migre en formant un 'front' topographique. Le profil à l'endroit du front devient concave (un peu comme la face avalancheuse des lobes).

A l'inverse, lors d'une érosion massive, l'amont est impacté en premier. Une grande quantité de sédiment est mobilisée, réduisant l'épaisseur amont. Le profil réel se rapproche alors du profil de la tangente, l'indice de convexité diminue.

2. Deuxièmement, outre les variations juste après les différentes déstabilisations, les deux systèmes d'érosion et d'aggradation tendent, proche de l'équilibre, vers un profil plutôt convexe.

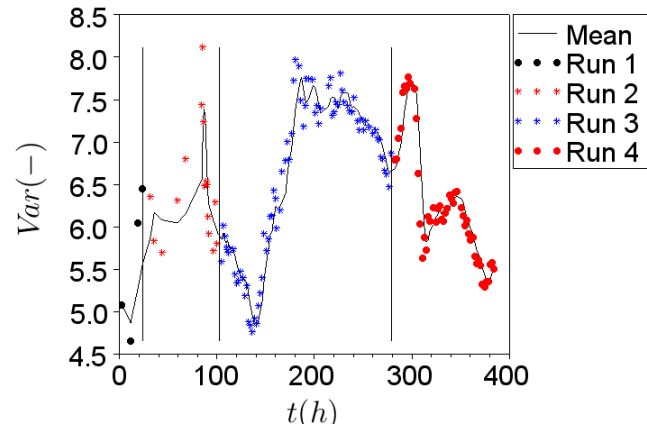
On retrouve ici partiellement les résultats qui sont usuellement admis sur le terrain : un système en aggradation a un profil concave. Lors de la progression de l'aggradation, on observe bien une évolution du profil en long vers un profil concave. En revanche, la stabilisation du système ne fait pas ressortir un indice de convexité positif : un système issu d'une aggradation qui se stabilise ne conserve pas sa forme concave.

5.1.3.9 Variance de la surface topographique (Var) et BRI longitudinal (BRI_{long})

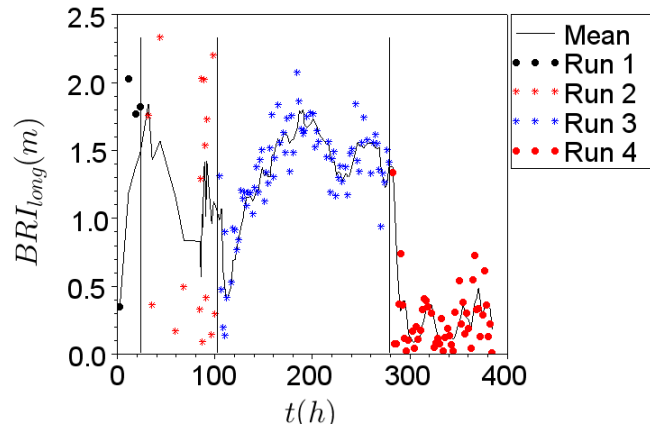
L'indice du BRI reflète la variabilité au niveau d'un transect. Cette donnée en 2 dimensions ne tient pas compte de la variabilité spatiale à l'échelle du système. Ainsi, nous nous sommes intéressés à la variance de la surface topographique du lit (Fig. 5.18a), que nous avons calculée ainsi : $Var = var(z(x, y))$. Cette variance nous renseigne sur la dispersion de la surface autour d'un plan moyen. Indifféremment, nous aurions pu utiliser l'écart-type mais en variation, les deux paramètres sont équivalents. La variance et le BRI reflètent la variabilité spatiale avec un angle différent : le BRI est en 2 dimensions (celles du profil en travers) et la variance en 3 dimensions. Étudions, à la lumière du BRI (Fig. 5.13a en page 102) la variance de la surface.

La variance du run 3 diminue de 25 % en 40 h avant d'augmenter de 77 %. Il y a donc un aplanissement dans un premier temps à l'échelle de la surface. On retrouve la même tendance au niveau des profils en travers (paragraphe 5.1.3.5 page 101) : le BRI diminue.

En érosion (run 4), il y a une brusque augmentation de la variance en début d'expérience puis une forte diminution pendant que le BRI diminue continuellement (Fig. 5.13a en page 102).



(a) Évolution de la variance de la surface durant l'expérience en granulométrie uniforme



(b) Évolution du BRI longitudinal

FIGURE 5.18 – Variance de la surface (Var) et BRI longitudinal (BRI_{long})

Le BRI longitudinal Intéressons-nous à la dimension manquante (entre la variance en 3D et le BRI en 2D) en détournant le BRI de son calcul classique. Nous le calculons, non plus sur des profils en travers mais sur des profils en long (Fig. 5.18b). Cet indice usuellement utilisé pour rendre compte de l'incision des chenaux sert ici à évaluer la variabilité autour de la moyenne d'amont en aval du canal. Un indice de BRI_{long} fort indique que le profil est accidenté longitudinalement, il y a une grande disparité amont/aval. Inversement, un profil de BRI_{long} faible indique une certaine homogénéité amont/aval. Rappelons ici que la topographie que nous obtenons ne tient pas compte de la pente du canal mais seulement de la pente relative au lit.

L'aggradation du run 3 se caractérise par une augmentation importante du BRI_{long} avant de décroître et de se stabiliser. Le BRI_{long} d'une érosion (run 4) diminue fortement avant de progressivement augmenter.

Cette dynamique dans l'évolution de l'indice de BRI_{long} n'est pas surprenante si l'on considère que l'érosion (run 4) évolue très rapidement vers un chenal unique, d'environ 1/3 de la largeur totale. Ce chenal, de morphologie simple, abaisse la va-

leur moyenne du BRI_{long} dans les premiers temps de l'expérience. Les dépôts qui se forment à l'amont et à l'aval du canal provoquent vers $t = 340h$, une augmentation de la variance. Cela correspond à l'instant où l'écoulement s'élargit de nouveau.

A l'inverse, en exhaussement, où de nombreux dépôts se font à l'amont, le BRI_{long} augmente. La différence de variation du BRI_{long} entre l'aggradation et l'érosion pointe aussi la différence de vitesse dans les changements que l'on a pu observer. Alors que l'aggradation est un phénomène lent, l'érosion est vive. La variance d'un système en aggradation augmente doucement, alors que la planéité provoquée par l'érosion massive du chenal principal a une dynamique beaucoup plus rapide et impacte rapidement le BRI_{long} .

On retrouve ici le résultat que nous avons obtenu pour le volume et la propagation de l'érosion et de l'aggradation : la disparité entre l'amont et l'aval d'un système en érosion évolue très rapidement, l'uniformisation est rapide. En revanche, dans un système en aggradation, cette uniformisation est lente. Une étude ponctuelle d'un seul profil d'un système en aggradation peut donc facilement induire en erreur.

5.1.3.10 Influence de la puissance hydraulique sur l'évolution de la morphologie

Le transfert sédimentaire -et donc la morphologie- dépend de l'énergie dont dispose l'écoulement pour mouvoir les sédiments. Au lieu de travailler en paramètre de Shields, intéressons-nous à la puissance hydraulique, plus facile à manier en l'absence de données hydrauliques fines.

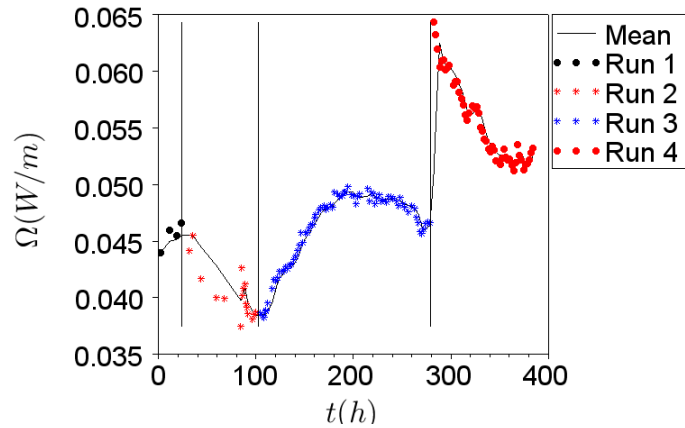


FIGURE 5.19 – Puissance hydraulique $\Omega = \rho g Q S$

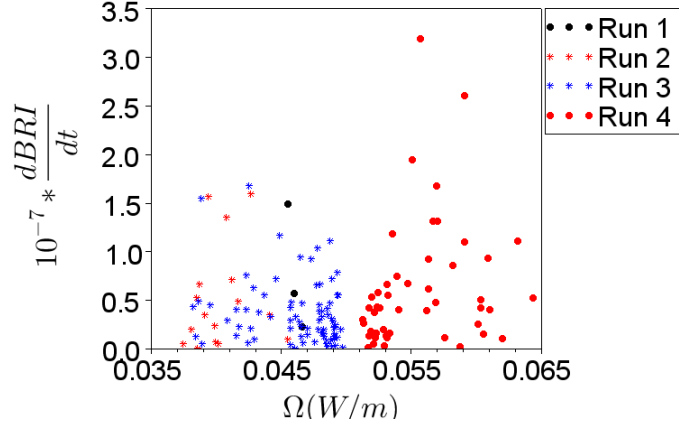
La puissance hydraulique est définie selon la relation $\Omega = \rho g Q S$, exprimée en W/m.

La puissance hydraulique d'un système en érosion diminue, alors que la puissance hydraulique augmente pour un système en aggradation (Fig. 5.19).

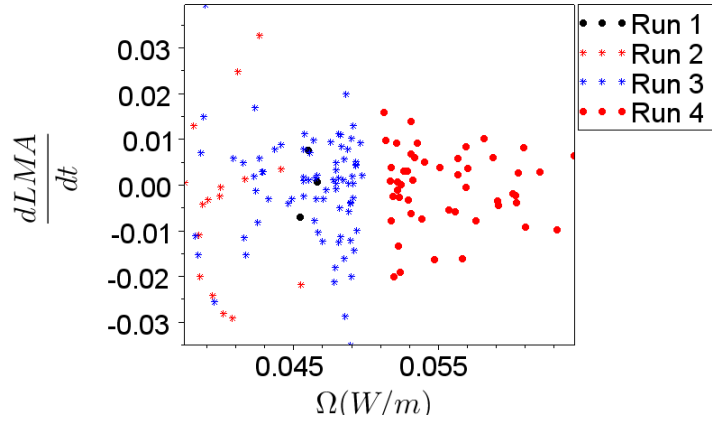
En terme d'équilibre, un système déstabilisé évolue dans le sens d'un bilan sédimentaire nul : la morphologie évolue de telle sorte que la masse de sédiments venant de l'amont transite intégralement vers l'aval.

Ainsi, la puissance hydraulique d'un système en aggradation augmente pour faire transiter la surcharge de sédiments provenant de l'amont. A l'inverse, un système en érosion dissipe son énergie afin de ne faire transiter que la charge venant de l'amont.

Nous remarquons que la variation de la puissance est d'autant plus importante que l'érosion est intense : la pente du signal en entrée du run 2 est plus faible que celle du run 4.



(a) La variation du BRI ($\frac{dBRI}{dt}$) en fonction de la puissance hydraulique (Ω)



(b) La variation de la largeur morphologiquement active ($\frac{dLMA}{dt}$) en fonction de la puissance hydraulique (Ω)

FIGURE 5.20 – Influence de la puissance hydraulique sur la dérivée du BRI et de LMA de l'expérience en granulométrie uniforme

Nous avons vu lors de la description précédente de la variation des paramètres que la réaction du système dépend de l'intensité du régime provoqué. Ainsi, étudions les variations du BRI et de la largeur morphologiquement active (LMA) en fonction de la puissance hydraulique (Fig. 5.20).

L'enveloppe des points du graphique 5.20a suggère que, plus la puissance hydraulique est forte plus le BRI varie rapidement. Les run 2 et 4 illustrent bien ce phénomène. Les changements morphologiques se sont fait beaucoup plus rapidement au run 4 avec un pic de transport solide très peu de temps après le début du run.

A l'inverse, le run 2, beaucoup moins intense, n'a pas connu de changements aussi rapides et prononcés, le pic de transport solide s'est produit en différé.

La largeur morphologiquement active (LMA) en fonction de la puissance hydraulique montre que plus la puissance hydraulique est faible, plus la largeur morphologiquement active varie (Fig. 5.20b). A faible puissance hydraulique, de nombreuses zones de sédimentation apparaissent, l'écoulement n'ayant pas encore la capacité de faire transiter l'intégralité du flux amont. Les lobes se déposent sur une zone importante. Dans les premiers temps de l'expérience, la largeur morphologiquement active augmente rapidement.

Les variations du BRI sont plus importantes pour les érosions les plus fortes : on retrouve ce que l'on avait observé lors des expériences.

5.1.3.11 Vitesse de migration latérale du chenal morphologiquement actif ($v_{latérale}$)

Les indices que nous venons de voir ne rendent pas compte de la position du chenal et de sa migration. Les données de topographie peuvent donner une estimation de la vitesse de migration latérale. Rappelons que la surface morphologiquement active (abrégée en SMA dans les dessins de la figure 5.21) est calculée en soustrayant deux topographies successives. Considérons deux surfaces morphologiquement actives, SMA_1 et SMA_2 correspondant aux temps t_1 et t_2 . En superposant ces deux surfaces, on obtient la surface qui est restée morphologiquement active, la surface perdue ou gagnée entre t_1 et t_2 . Nous ne considérons que la moyenne sur l'ensemble du lit de la surface gagnée, et connaissant la durée entre t_1 et t_2 , on en déduit une vitesse moyenne de déplacement latéral, en mm/h (Fig. 5.22).

Les deux run 3 et 4 sont marqués par une augmentation de la vitesse de migration latérale après le changement de conditions. Alors que la vitesse de migration latérale présente un maximum vers $t = 160h$, l'augmentation de la vitesse de migration pour le run 4 est constante.

Contrairement à ce que l'on pouvait présager en considérant les observations, la vitesse de migration latérale varie dans une gamme assez restreinte, de 50 à 120mm/h environ. On ne peut pas noter de grandes disparités de vitesses entre les deux différents régimes.

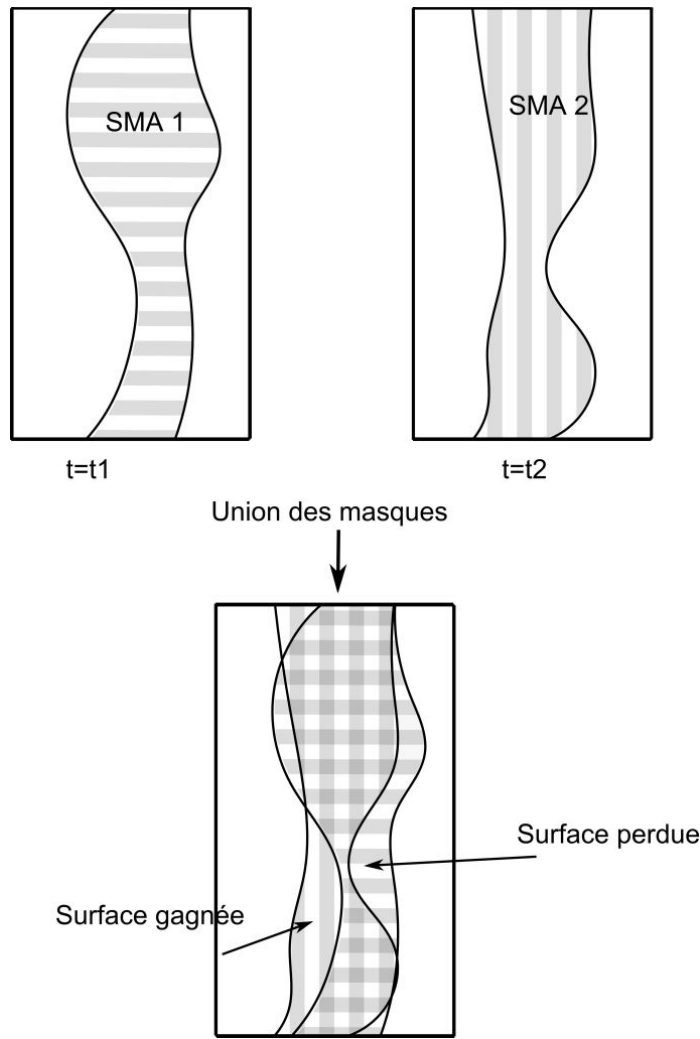


FIGURE 5.21 – Schéma du principe de calcul de la vitesse de migration latérale

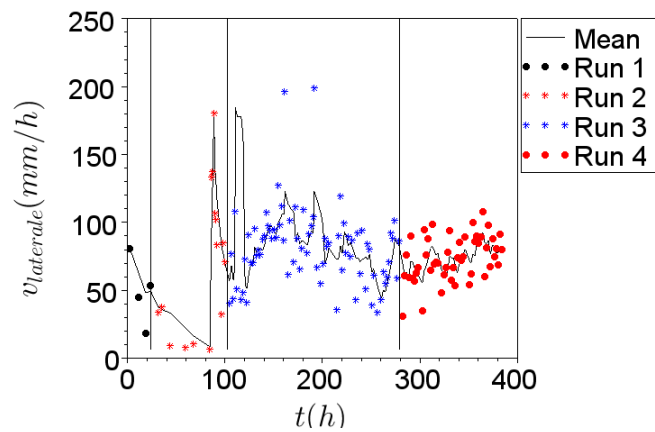


FIGURE 5.22 – Évolution de la vitesse de migration latérale ($v_{laterale}$) durant l'expérience en granulométrie uniforme

5.2 Le modèle de tresses en granulométrie étendue

Cette partie présente les observations et une analyse de l'expérience en granulométrie étendue sur les mêmes bases et avec les mêmes outils que la précédente. Il ne sera donc pas rare de trouver ici des redondances de raisonnement et des impressions de déjà-vu.

5.2.1 Rappel de l'expérience et déroulement

Les sédiments utilisés pour l'expérience en granulométrie étendue ont une distribution bimodale, d'un diamètre compris en 0.5 mm et 3 mm et un diamètre médian de 1.3 mm. Les mesures de topographie ont été faites toutes les 2 heures. Le transport solide a été mesuré toutes les 15 minutes.

Pour cette expérience, nous n'avons pas teinté l'écoulement dans un premier temps afin de pouvoir voir le fond du chenal et les effets du tri granulométrique. Nous avons, vers la fin de l'expérience, coloré l'écoulement en rose/violet afin d'acquérir des données permettant d'évaluer la migration latérale du chenal en temps réel. L'alimentation solide est restée constante tout au long de l'expérience.

5.2.1.1 Conditions hydro-sédimentaires

L'intérêt de ces expériences est de voir quel est le comportement du système face à un changement de conditions hydro-sédimentaires. Nous avons donc fait varier les conditions d'alimentation (Table 5.2).

Par souci de clarté, la numérotation des run suit celle de l'expérience précédente.

run	Temps(h)	$Q_l(l/s)$	$Q_{s\text{amont}}(g/s)$	Régime
5	0 - 48	0.6	0.76	Initialisation
6	48 - 150	1	0.76	Erosion
7	150 - 235	0.6	0.76	Aggradation
8	235 - 247	1,4	0.76	Erosion
9	247 - 350	0.6	0.76	Aggradation
10	350 - 365	1.75	0.76	Erosion
11	365 - 435	1	0.76	Aggradation

TABLE 5.2 – Conditions d'alimentation de l'expérience en granulométrie étendue

Dans cette expérience, nous n'avons fait varier que le débit liquide : les run 5, 7, 9 ont les mêmes conditions hydrauliques et sédimentaires. Un autre point important : les run 6 et 11 convergent vers le même état d'équilibre (en $Q_{s\text{amont}}$ et Q_l) mais le run 6 par érosion du lit et le run 11 par aggradation du lit.

5.2.2 Observations

5.2.2.1 Mise en place du motif de tressage

Initialement un chenal est artificiellement incisé dans le lit de telle sorte que le fond du lit corresponde au haut du seuil aval et que le débit d'entrée corresponde

Run 5 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Initialisation	Run 6 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 7 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 8 : $Q_l = 1.4l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 9 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 10 : $Q_l = 1.75l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
	Run 11 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement

au débit de plein bord (Fig.5.23a). On respecte encore un ratio $\frac{Largeur}{Hauteur} > 10$.

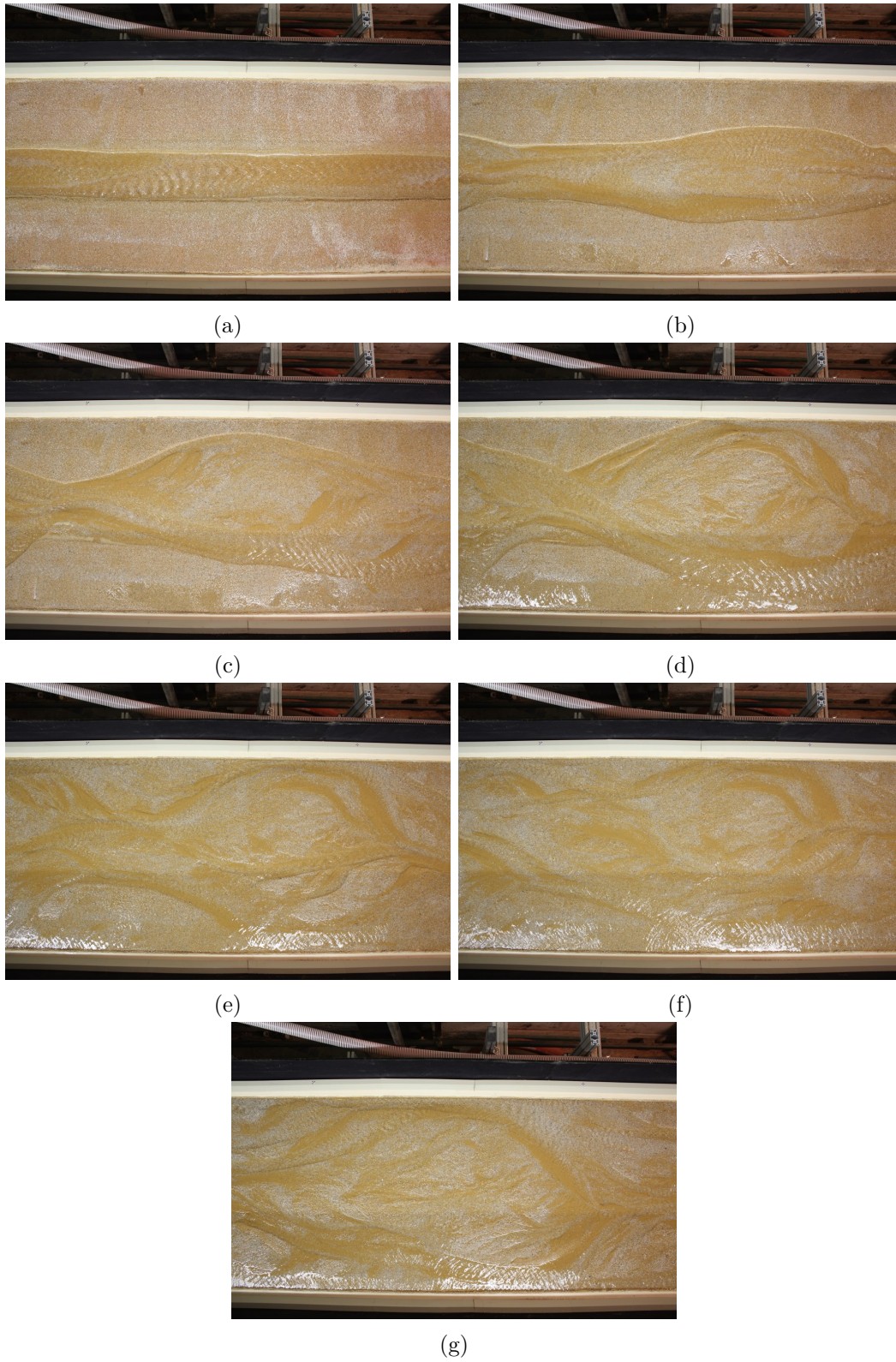


FIGURE 5.23 – Mise en place du motif de tressage de l'expérience en granulométrie étendue

Run 5 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Initialisation	Run 6 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 7 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 8 : $Q_l = 1.4l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 9 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 10 : $Q_l = 1.75l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
	Run 11 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement

Les premiers dépôts de sédiments grossiers se forment dès la mise en eau (Fig. 5.23b). Ces dépôts primaires vont jouer un rôle de catalyseur : en augmentant la rugosité à un endroit, la contrainte chute et entraîne de nouveaux dépôts de sédiments grossiers (Fig. 5.23c). Au fur et à mesure de l'évolution de ce dépôt, l'écoulement s'élargit et érode les berges (Fig. 5.23d). En augmentant la largeur, la hauteur moyenne de l'écoulement diminue, le banc émerge progressivement. Des avulsions se forment sur les bancs découpant de nouvelles formes (Fig. 5.23e). L'écoulement atteint les rives du canal après 20 heures d'expérience (Fig. 5.23f) et le lit est complètement remanié au bout de 30 heures d'expérience (Fig. 5.23g).

5.2.2.2 Morphologies remarquables

Le motif de tressage développé dans l'expérience en granulométrie étendue est semblable à celui de l'expérience en granulométrie uniforme dans le sens où l'écoulement se fait dans plusieurs chenaux. Des formes alluviales apparaissent et évoluent dans le temps.

Cependant, les nombreuses mouilles que nous avons pu observer lors de la précédente expérience n'apparaissent plus. Les zones de confluence forment des zones de très fortes turbulentes, avec un fort ressaut hydraulique, creusant le lit. Les sédiments grossiers, piégés dans le fond, limitent l'érosion et la mouille ne peut plus évoluer. Nous aborderons plus particulièrement les formes et composition des bancs dans le chapitre 5.2.4 de la page 131 qui traite de l'influence du tri granulométrique.

5.2.2.3 Impact des changements de conditions d'alimentation

Comme répertorié dans le tableau 5.2, plusieurs conditions amont se sont succédées.

Dans cette expérience, nous avons une période de mise en place du motif de tressage (run 5) une augmentation du débit liquide de $Q_l = 0.66 \text{ l/s}$ à $Q_l = 1 \text{ l/s}$ (run 6), un retour à $Q_l = 0.6 \text{ l/s}$ (run 7), une érosion brève et intense à $Q_l = 1.4 \text{ l/s}$ (run 8), un retour à $Q_l = 0.6 \text{ l/s}$ (run 9), une érosion brève et intense à $Q_l = 1.73 \text{ l/s}$ (run 10) et enfin une diminution du débit liquide à $Q_l = 1 \text{ l/s}$ (run 11). L'alimentation solide est constante pour tous ces run et aucune modification externe du lit n'a eu lieu.

Rapportons nos principales observations.

Run 5 Le run 5 (Fig 5.24a et 5.24b) correspond à la mise en place du motif de tressage, détaillée dans le paragraphe 5.2.2.1.

Du run 5 au run 6 : première érosion Le passage du run 5 au run 6 s'est caractérisé par une augmentation du débit liquide. L'érosion provoquée par ce changement rapidement a incisé le chenal principal (Fig. 5.24c et 5.24d). Les sédiments sont plus mobiles et il reste tout de même un motif de tresses marqué : l'écoulement est en plusieurs chenaux. L'incision du chenal principal a fait émerger des bancs (Fig 5.25a). Ces bancs de faible élévation sont rapidement remaniés. A la fin de ce run, les bancs ont totalement disparus et le motif de tressage est proche de celui de l'entame de l'expérience. Le lit s'est stabilisé en fin de run.

Du run 6 au run 7 : première aggradation Le surplus de sédiments s'est déposé très rapidement à l'amont du canal (Fig. 5.24e et 5.24f). Le niveau du lit

Run 5 : $Q_l = 0.6 \text{ l/s}$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76 \text{ g/s}$ Initialisation	Run 6 : $Q_l = 1 \text{ l/s}$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76 \text{ g/s}$ Erosion
Run 7 : $Q_l = 0.6 \text{ l/s}$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76 \text{ g/s}$ Exhaussement	Run 8 : $Q_l = 1.4 \text{ l/s}$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76 \text{ g/s}$ Erosion
Run 9 : $Q_l = 0.6 \text{ l/s}$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76 \text{ g/s}$ Exhaussement	Run 10 : $Q_l = 1.75 \text{ l/s}$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76 \text{ g/s}$ Erosion
	Run 11 : $Q_l = 1 \text{ l/s}$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76 \text{ g/s}$ Exhaussement

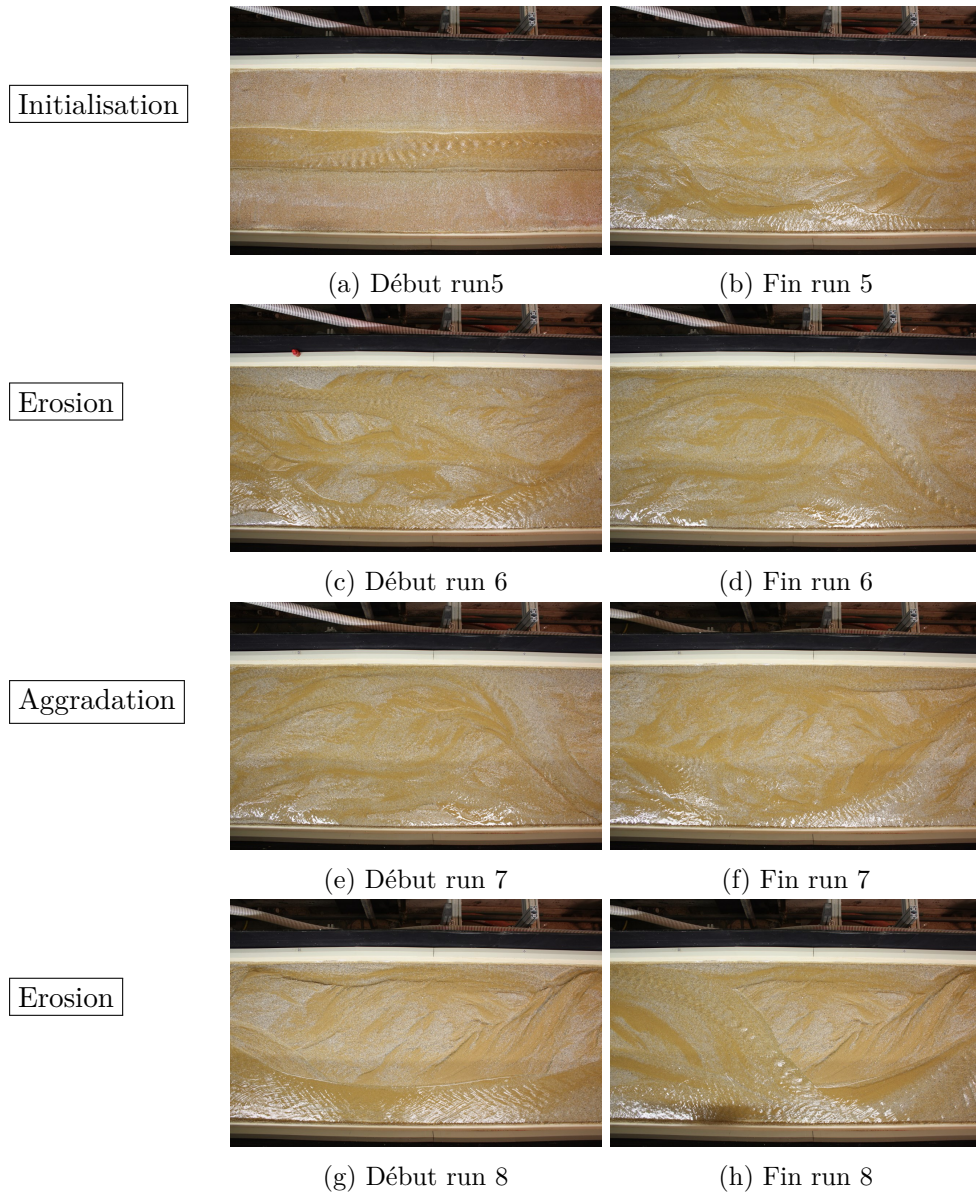


FIGURE 5.24 – Déroulement de l'expérience en granulométrie étendue, run 5 à 8

Run 5 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Initialisation	Run 6 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 7 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 8 : $Q_l = 1.4l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 9 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 10 : $Q_l = 1.75l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
	Run 11 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement

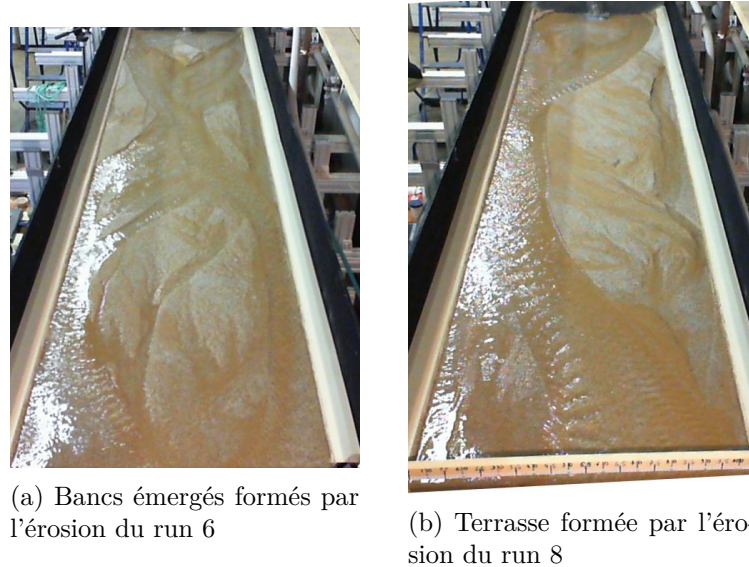


FIGURE 5.25 – Bancs et terrasses issus de l'incision du chenal principal, vue de la webcam

a progressivement augmenté, les sédiments de la zone amont se sont déplacés de proche en proche, sans parcourir de grandes distances. Les sédiments y migrent, lentement se répandent sur toute la surface. Par privation de sédiments de l'amont, l'aval ne connaît pas de transport solide important.

Le principal fait marquant de cette partie de l'expérience est la formation, le développement puis la destruction d'un vaste banc. A la fin du run précédent, un patch de sédiments grossiers s'est formé en rive gauche. L'aggradation, avec l'apport de sédiments, fournit une grande quantité de sédiments qui viennent engraisser le front du banc (Fig. 5.26). Celui-ci, profitant d'un écoulement favorable (convexité juste à l'amont) s'est développé, s'étendant et remontant vers l'amont au fur et à mesure des dépôts (Fig. 5.26 a à e). Durant tout le développement du banc, l'écoulement est resté stable. Arrivé à un certain niveau de développement du lit, l'écoulement est passé en rive droite avant de revenir frapper le banc perpendiculairement (Fig. 5.26f). L'écoulement n'étant plus dévié, la tête du banc a commencé à être sur-versée. Cette forme, avec un front important, a une forte pente. L'écoulement s'est accéléré rapidement, et a commencé à éroder la surface. L'érosion du banc s'est déroulée en très peu de temps et celui-ci a rapidement été détruit.

Du run 7 au run 8 : deuxième érosion Cette érosion est plus intense que la précédente et les effets morphologiques ont été différents. Très rapidement l'écoulement s'est collé contre la rive gauche du canal et il n'est resté qu'un chenal unique (Fig. 5.24g et 5.24h). Dans ce chenal, largement actif, le tri granulométrique n'a pas été observable dans un premier temps. Les sédiments, fins comme grossiers, ont transités rapidement. Cette forte incision du lit a provoqué l'apparition d'une terrasse importante en rive droite (Fig. 5.25).

Run 5 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Initialisation Run 7 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement Run 9 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 6 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion Run 8 : $Q_l = 1.4l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion Run 10 : $Q_l = 1.75l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion Run 11 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement
---	---

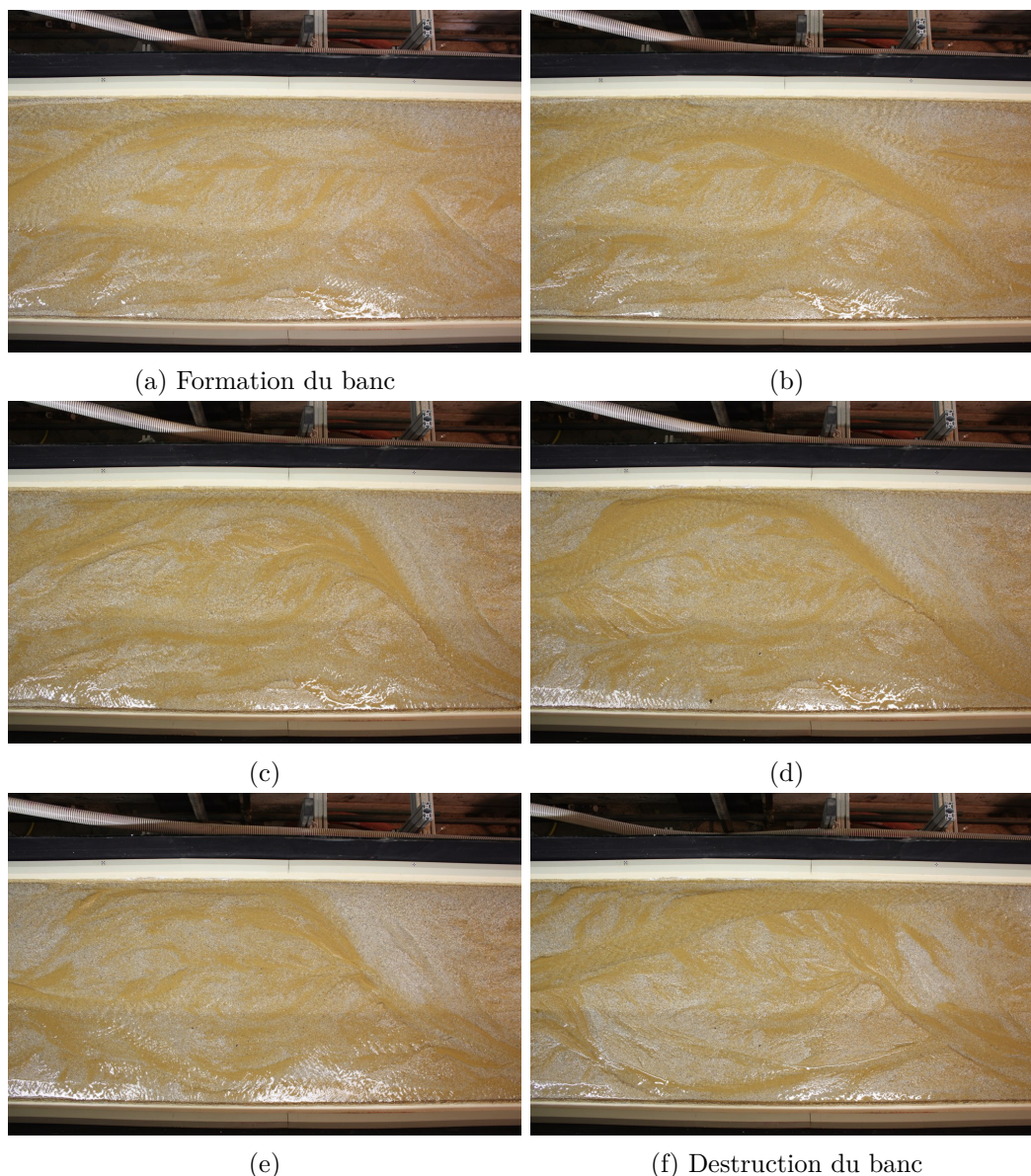


FIGURE 5.26 – Formation, évolution et destruction du banc en rive gauche du run 7 en aggradation. La durée entre les photos est d'environ 10 heures.

Lorsque la pente a atteint une valeur plus faible, les premiers dépôts de sédiments grossiers sont devenus visibles et ont impacté la direction de l'écoulement. Il s'agit du même processus que celui de la formation par dépôt/élargissement du motif de tressage. L'écoulement s'élargit rapidement à l'amont mais aussi à l'aval : l'élargissement à l'amont provoque l'érosion des berges de la terrasse, les sédiments transportés se déposent ensuite une fois la convexité de banc passée (Fig. 5.27). Ce run en fort débit n'a pas duré assez longtemps pour remobiliser entièrement cette terrasse et on a pu observer l'effet de l'aggradation du run 9 sur la mobilité de cette terrasse.

Run 5 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Initialisation	Run 6 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 7 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 8 : $Q_l = 1.4l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 9 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 10 : $Q_l = 1.75l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
	Run 11 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement

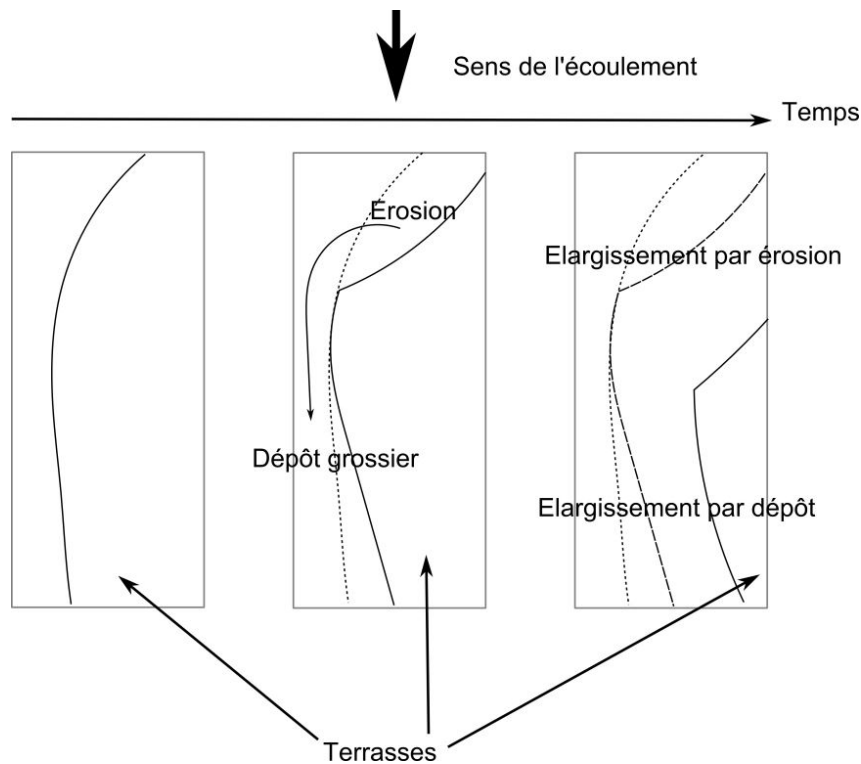


FIGURE 5.27 – Schéma du déroulement de l'érosion du run 8

Du run 8 au run 9 : deuxième aggradation Cette aggradation, comme la précédente, s'est lentement propagée de l'amont vers l'aval (Fig. 5.28a et 5.28b). L'état initial est particulier car la terrasse formée au précédent run est en place, en rive droite. L'écoulement amont s'élargissant, a érodé les bords de la terrasse. Plus efficace que l'érosion des berges, au fur et à mesure que le niveau du lit est monté sous l'effet de l'aggradation, le fond du chenal s'est porté à la hauteur de la terrasse qui a été submergée par l'écoulement. La lame d'eau passant sur le banc, a remanié la morphologie, et la terrasse a fini par disparaître. Le système s'est stabilisé à la fin du run.

Du run 9 au run 10 : troisième érosion L'érosion du début du run 9 est la plus conséquente de cette expérience en terme d'augmentation de débit liquide. Encore plus rapidement que dans les précédentes érosions, l'écoulement s'est mis en rive gauche (Fig. 5.28c et 5.28d). Des lobes sédimentaires - comme ceux évoqués dans l'expérience en granulométrie uniforme - se sont propagés rapidement. Ils ont transporté indifféremment les matériaux fins et grossiers, sans tri granulométrique observable. L'incision du chenal a été intense, et a créé une grande terrasse en rive droite.

La durée, très brève, de ce run n'a pas été suffisante pour observer la mise en place de la dynamique d'élargissement de l'écoulement (comme celle décrite en figure 5.27).

Du run 10 au run 11 : troisième aggradation Le run 6 et le run 11 ont les mêmes conditions hydro-sédimentaires. Comme lors du run 9, une grande terrasse

Run 5 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Initialisation	Run 6 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 7 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 8 : $Q_l = 1.4l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 9 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 10 : $Q_l = 1.75l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
	Run 11 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement

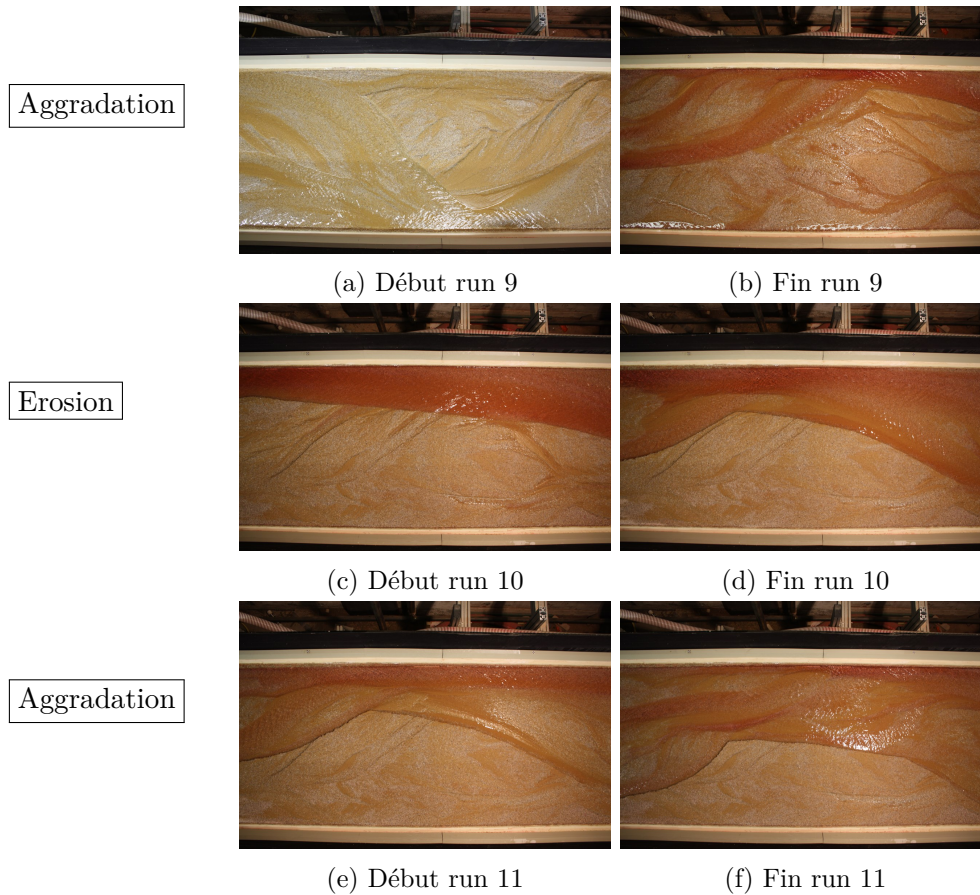


FIGURE 5.28 – Déroulement de l'expérience en granulométrie étendue, run 9 à 11

est présente au début de l'expérience, le débit liquide est plus élevé et les érosions de berges sont importantes. L'écoulement, plus large, a occupé plus d'espace et est donc plus à même d'éroder les berges (Fig. 5.28e et 5.28f).

Contrairement à l'expérience précédente en granulométrie uniforme, aucune érosion n'a suffisamment duré pour, qu'après avoir formé une terrasse, l'écoulement la détruise par sapement de berges.

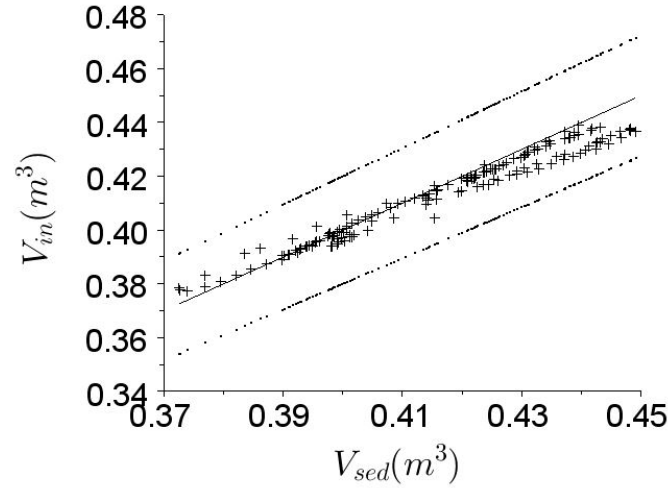
5.2.3 Caractérisation des changements morphologiques - État transitoire

Dans cette partie nous nous intéressons à la réaction du système face à une perturbation. L'étude de la stabilisation du système se fera dans la partie suivante, chapitre 6.1.2.3 de la page 158.

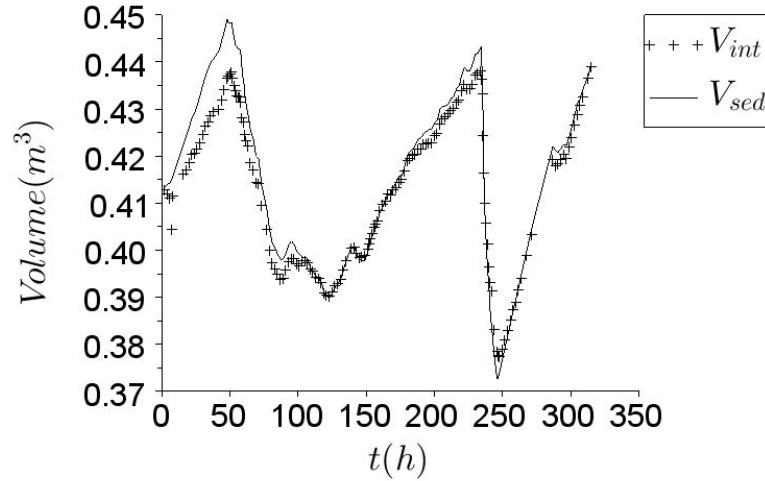
5.2.3.1 Validation des données de topographie

Comme pour l'expérience en granulométrie uniforme, vérifions la correspondance des volumes de lit (Fig. 5.29a et 5.29b). La superposition des deux courbes (V_{in} , V_{sed}) est bonne, les deux signaux se confondent. La divergence que nous avons pu observer pour la première expérience n'est pas décelable ici. Le matériel de topographie n'a pas été déplacé ou modifié d'une expérience à l'autre, l'explication de cette diver-

Run 5 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Initialisation	Run 6 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 7 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 8 : $Q_l = 1.4l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 9 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 10 : $Q_l = 1.75l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
	Run 11 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement



(a) Comparaison du volume calculé par intégration de la surface (V_{in}) et par bilan sédimentaire (V_{sed}). La droite continue est la première bissectrice. Les deux droites discontinues (.) représentent $V_{sed} \pm 5\%$.



(b) Évolution temporelle de V_{in} et V_{sed}

FIGURE 5.29 – Comparaison des résultats du volume du lit d'après les deux méthodes de calcul proposées

gence serait donc liée à la précision de l'évaluation de transport solide d'entrée ou de sortie de l'expérience précédente.

Cette partie reprend les paramètres déjà étudiés pour l'expérience en granulométrie uniforme. Dans chaque paragraphe, il sera mention de son équivalent dans la partie précédente pour plus de précision quant au calcul des différents paramètres.

Run 5 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Initialisation	Run 6 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 7 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 8 : $Q_l = 1.4l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 9 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 10 : $Q_l = 1.75l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
	Run 11 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement

5.2.3.2 Transport solide

Ce paragraphe correspond au paragraphe 5.1.3.2 en page 96. Le transport solide en sortie est évalué à partir de la masse sortante des sédiments. Les fluctuations du

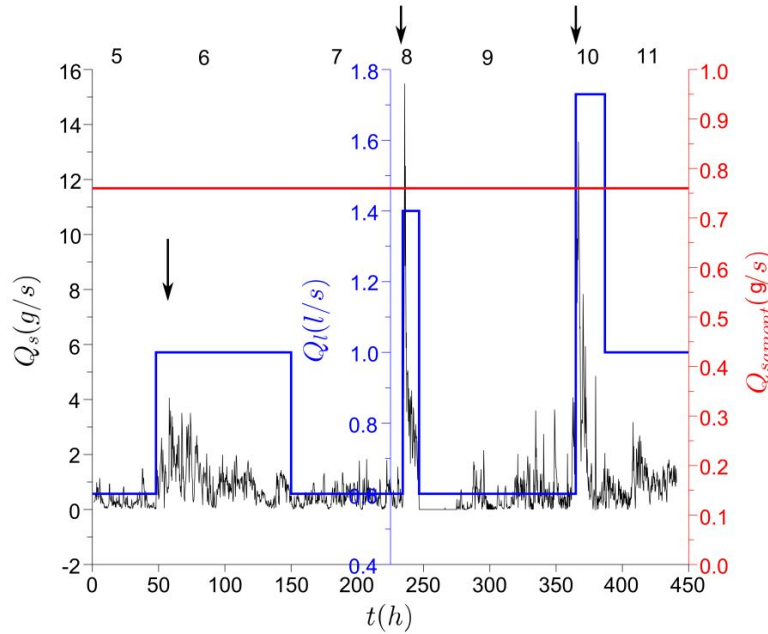


FIGURE 5.30 – Évolution du transport solide en sortie dans l'expérience en granulométrie étendue

transport solide sont très importantes par instant, et on observe d'intenses pics de transport. Le début du run 8, avec le passage d'un débit liquide de $Q_l = 0.6l/s$ à $Q_l = 1l/s$ est marqué par un pic de transport solide en sortie de $15.5 g/s$ soit plus de 20 fois le débit de l'alimentation solide. Le deuxième pic s'est produit lors du début du run 10, avec le passage d'un débit liquide de $Q_l = 0.6l/s$ à $Q_l = 1.75l/s$. Le pic est de $13.4 g/s$, soit 17 fois le débit de l'alimentation solide en entrée.

A l'instar des run 2 et 4 de l'expérience précédente, nous observons deux réactions différentes pour une augmentation du débit liquide. L'érosion du run 6 produit un pic de transport solide à $4g/s$, 10 heures après le changement de conditions amont. Le pic du transport du run 8 s'est produit à 1h30 du début du run et celui du run 10 à 2h du début de l'érosion.

On retrouve ici la même notion de délai de réponse du système en fonction de l'intensité de l'érosion. On peut aussi noter que l'érosion du run 8 à $1.4l/s$ a produit un pic de transport solide plus intense et plus rapide que celui du run 10 avec un débit à $1.73l/s$: l'érosion la plus intense n'a pas produit le pic le plus important, les conditions de l'état de lit avant l'érosion interviennent dans la réaction du système. On retrouve le principe de la balance de Lane : un fort taux de transport solide en sortie est associé à un régime d'érosion et un faible taux de transport solide à un régime en exhaussement.

Run 5 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Initialisation	Run 6 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 7 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 8 : $Q_l = 1.4l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 9 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 10 : $Q_l = 1.75l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
	Run 11 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement

5.2.3.3 Pente

Ce paragraphe correspond au paragraphe 5.1.3.3 en page 98. La pente de l'expérience en granulométrie étendue (Fig. 5.31) présente les mêmes variations que l'expérience en granulométrie uniforme : trivialement la pente diminue tout de suite après une érosion et augmente après une aggradation.

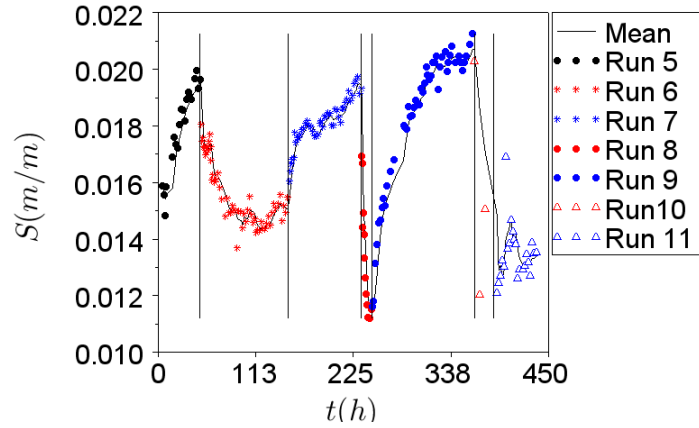


FIGURE 5.31 – Évolution de la pente (S) dans l'expérience en granulométrie étendue

Les run 5, 7, et 9 ont les mêmes conditions amont. Suivant le principe de Lane, la pente (et aussi la largeur) s'ajuste au couple Q_{samont}/Q_l . Ainsi, en toute logique, nous devons retrouver la même pente pour chacun de ces run. Alors que le run 9 semble s'être stabilisé autour d'une valeur de 2.05%, les run 5 et 7 n'ont pas stabilisé leur pente.

Les variations de la pente du run 6 sont moins importantes que celle du run 8 et run 11 : la pente diminue d'autant plus rapidement que l'érosion est importante.

On aboutit ici aux mêmes conclusions que dans l'expérience précédente.

5.2.3.4 Largeur morphologiquement active (LMA)

Ce paragraphe correspond au paragraphe 5.1.3.4 de la page 99.

Pour mémoire, la largeur morphologiquement active (*LMA*) correspond à l'enveloppe de variation du chenal actif, calculée sur toute la longueur du canal.

Les moyennes des largeurs morphologiquement actives sont pour chaque condition, les suivantes : run 6 : 437mm, run 7 : 378mm, run 8 : 296mm, run 9 : 445mm, run 10 : 597mm et run 11 : 483mm, pour une moyenne globale de 386mm (Fig. 5.32).

On retrouve des tendances similaires pour les run 6 (début), 8 et 10 d'une part et les run 7 et 9, d'autre part. Les érosions débutent par une augmentation rapide de la largeur : par exemple, pour le run 10, on passe de 30% à 70% de la largeur totale dès le début de l'érosion. Plus l'érosion est modérée, plus l'augmentation est douce : le pic de *LMA* du run 6 est situé 20 h après le début de l'érosion.

Les trois aggradations débutent, sans exception, par une réduction de la largeur morphologiquement active. Puis lentement, la largeur augmente.

Run 5 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{samont} = 0.76g/s$ Initialisation	Run 6 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{samont} = 0.76g/s$ Erosion
Run 7 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{samont} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 8 : $Q_l = 1.4l/s$ et $Q_{samont} = 0.76g/s$ Erosion
Run 9 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{samont} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 10 : $Q_l = 1.75l/s$ et $Q_{samont} = 0.76g/s$ Erosion
	Run 11 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{samont} = 0.76g/s$ Exhaussement

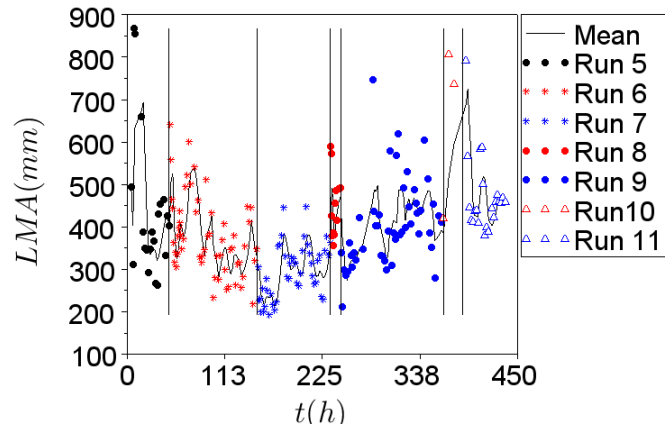


FIGURE 5.32 – Évolution de la largeur morphologiquement active (LMA) durant l'expérience en granulométrie étendue

Le maximum de LMA se produit pour la plus forte augmentation de débit (run 10). Avant de se placer en rive gauche, l'écoulement s'étendait sur toute la largeur du canal. La puissance hydraulique est forte et l'écoulement est très érosif. Il n'est donc pas étonnant de constater une forte valeur de largeur en début de run. Cette augmentation de la largeur se retrouve aussi pour les deux autres érosions : l'écoulement est large avant de s'inciser dans plusieurs chenaux (run 6) ou un chenal unique (run 8). La différence entre ces deux autres érosions est la forme des bancs : le run 6 n'a pas connu à proprement parler de terrasse, il s'agit de bancs, peu élevés et facilement érodibles. En revanche, l'érosion du run 8, de courte durée, a provoqué l'apparition d'une terrasse : l'écoulement est alors "contraint" par cette terrasse, la largeur morphologiquement active du run 8 est en moyenne plus faible que celle du run 6.

On retrouve ici les mêmes observations que nous avons faites lors de l'expérience précédente : l'ajustement du système se fait aussi par la variation de la largeur morphologiquement active, et seulement, en moyenne, entre 30% et 50% de la largeur totale subit des changements morphologiques.

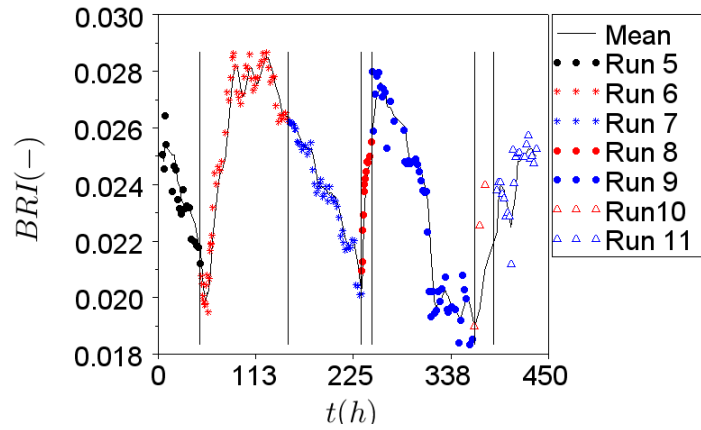
5.2.3.5 Bed Relief Index (BRI)

Ce paragraphe correspond au paragraphe 5.1.3.5 en page 101, les résultats sont présentés dans la figure 5.33a.

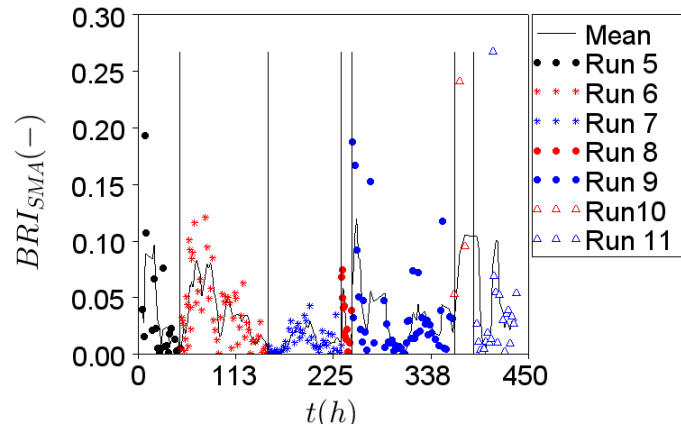
Les variations du BRI dans cette expérience sont semblables à celles en granulométrie uniforme : le BRI d'un système en aggradation diminue et celui d'un système en érosion augmente (Fig. 5.33a).

Le BRI , pour les run 7 et 9 qui ont pourtant les mêmes conditions hydrauliques et sédimentaires, ne décroît pas avec la même rapidité. La valeur initiale du BRI du run 9 est plus grande que celle du run 7. La pente de la tangente à l'alignement des points de BRI du run 9 est, en norme, plus importante que celle du run 7.

Run 5 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Initialisation	Run 6 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 7 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 8 : $Q_l = 1.4l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 9 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 10 : $Q_l = 1.75l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
	Run 11 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement



(a) Évolution du Bed Relief Index (BRI) calculé sur toute la largeur du canal



(b) Évolution du Bed Relief Index calculé sur la surface active (BRI_{SMA})

FIGURE 5.33 – BRI et BRI_{SMA} de l'expérience en granulométrie étendue

Influence des terrasses Les variations du BRI de cette expérience, en régime transitoire, sont assez linéaires, à l'exception du run 9, vers $t = 300h$. Plus précisément, on remarque un décrochement assez important, une chute brutale de la valeur de BRI .

Pour tenter de comprendre le processus lié à cette tendance, il faut revenir à nos observations. Au cours du run 8, l'incision massive a provoqué l'apparition d'une grande terrasse. Le niveau moyen du lit du run 9, en aggradation, augmente et vient à la hauteur de cette terrasse, provoquant par sur-verse sa disparition. Le décrochage dans la donnée de BRI correspond précisément à la destruction de cette terrasse, selon nos observations et les clichés pris pendant l'expérience.

De façon générale, une terrasse est un reliquat de conditions hydrauliques antérieures. Par conséquent, la surface et l'agencement des formes ne correspondent pas nécessairement aux conditions hydrauliques occurrentes. Dans notre cas et pour le run 9 d'aggradation, nous sommes en présence d'une surface qui n'a pas été rema-

niée, ni par l'écoulement existant, ni par l'écoulement du run précédent (l'écoulement a creusé la terrasse sans affecter véritablement la surface de cette forme).

La donnée de BRI qui est calculée au centre du canal, à la hauteur de cette terrasse sur toute la largeur, biaise la variation du BRI engendrée par le changement d'état. A partir de l'instant où la terrasse est submergée, la rugosité de surface et sa variation n'est due qu'aux conditions réelles de l'écoulement. C'est la destruction de la terrasse qui amène le décrochement de BRI .

BRI sur la surface morphologiquement active Afin de ne pas prendre en compte les zones inactives (ou plutôt semi-actives avec la définition de Hoey et Sutherland (1991)), la figure 5.33b représente l'évolution de l'indice du BRI calculé sur la surface morphologiquement active (BRI_{SAM}). Quel que soit le run considéré et implicitement quel que soit le régime que l'on considère, un pic de BRI_{SAM} a lieu plus ou moins rapidement après le début des run (Fig. 5.33b). Les pics les plus rapides sont ceux des run d'érosion : comme nous l'avons déjà mentionné, les érosions se propagent rapidement et provoquent de rapides changements de faciès. Inversement, les phénomènes d'aggradation, lents, provoquent un pic de BRI_{SMA} longtemps après le changement de conditions (run 7 vers 180h, run 9 vers 320 h). Le décrochage dans la donnée du BRI que nous avons pu observer n'apparaît pas ici. La terrasse et sa destruction ne font plus partie des données considérées pour le calcul de BRI_{SMA} .

En prenant l'exemple de la première érosion de cette expérience, nous remarquons que la valeur en fin de l'expérience de BRI_{SAM} est faible (run 6, Fig. 5.33b) alors que la valeur du BRI est au contraire élevée (run 6, Fig. 5.33). Dans le chenal actif, la rugosité des profils en travers tend à diminuer alors que du point de vue du système complet, la macro rugosité est importante. Cela signifie que pour un système qui ne génère plus d'importantes rugosités, une forme de "mémoire" de forme existe au travers de la donnée du BRI .

C'est dans le but d'étudier une possible convergence vers un même état d'équilibre de deux systèmes (l'un en érosion et l'autre en aggradation) que nous avons choisi les conditions du run 11 en aggradation égales à celle du run 6 en érosion. Malheureusement, le temps nécessaire au système pour se stabiliser et le temps de traitement des données étaient trop longs pour que cette question soit traitée dans ce manuscrit.

Les observations du signal du BRI et du BRI_{SMA} concordent avec celles de l'expérience précédente : le BRI d'un système en érosion augmente et celui d'un système en aggradation diminue.

5.2.3.6 Surface au dessus de la pente moyenne du lit ($Surface_{>S}$)

Ce paragraphe correspond au paragraphe 5.1.3.6 de la page 103.

Les run 6, 8 et 10, en érosion, ont une grande surface au dessus de la pente moyenne (Fig. 5.34). Les érosions forment des chenaux incisés, diminuant la pente moyenne du lit. La surface au delà du plan moyen augmente alors. Morphologiquement on interprète cela comme un plus grand nombre de bancs (implicitement, on considère qu'un banc est tout ce qui est hors-eau). Nous avons déjà rapporté le grand nombre de bancs pour le run 6 et les 2 grandes terrasses qui se sont formées pour les run 8 et 10. La variation de la proportion de la surface au dessus de la pente

Run 5 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Initialisation	Run 6 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 7 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 8 : $Q_l = 1.4l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 9 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 10 : $Q_l = 1.75l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
	Run 11 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement

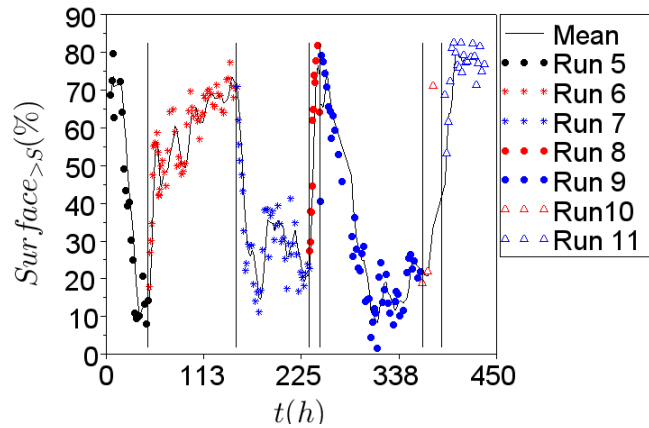


FIGURE 5.34 – Évolution de la surface au delà de la pente moyenne ($Surface_{>S}$) durant l'expérience en granulométrie étendue

moyenne est une traduction de la présence de ces formes.

A l'inverse les run 7 et 9 commencent par une très grande diminution de la surface au dessus de la pente moyenne. Pour ces expériences la stabilisation de ce paramètre se fait aux environs de 30 % de la valeur totale.

Globalement, cette donnée est très proche de la donnée de la convexité : un profil qui tend vers son profil moyen (lors de la transition d'un régime concave à convexe par exemple) aura une faible surface au dessus de la pente moyenne.

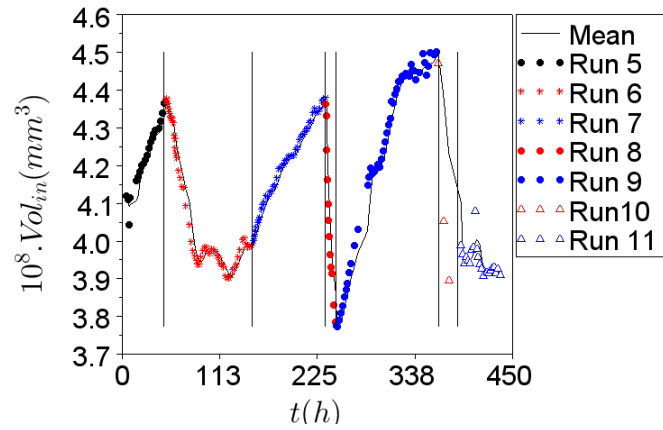
Encore une fois, nous retrouvons les résultats mis en avant lors de la première expérience : un système en érosion est associé à une forte valeur de surface au delà de la pente moyenne et un système en aggradation est associé à une faible valeur.

5.2.3.7 Volume du lit (V_{in})

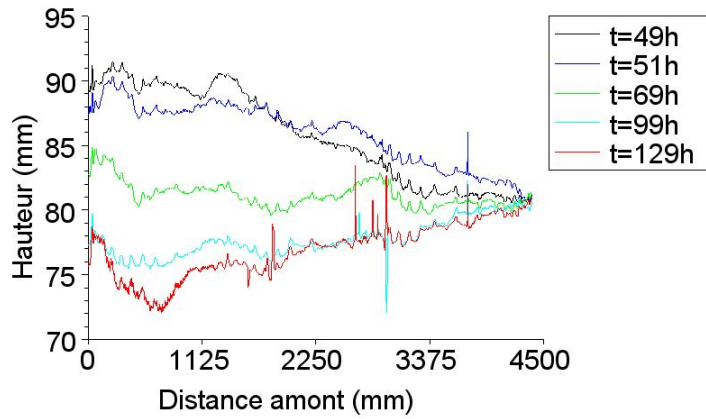
Ce paragraphe correspond au paragraphe 5.1.3.7 en page 104. Revenons sur le volume du lit en lui même.

Le volume et la pente sont liés, et on retrouve alors les variations déjà observées qui correspondent aux mécanismes de la balances de Lane. L'érosion provoque une diminution du volume et une aggradation est associée à une augmentation du volume du lit (Fig. 5.35a).

Néanmoins, nous pouvons nous intéresser aux profils en long du lit. En termes d'évolution temporelle des profils en long, nous pouvons voir un basculement des profils. Sur la figure 5.35b qui représente différents profils en long du run 6 (en érosion) la courbe noire est celle du début ($t = 49h$) et la courbe bleue, 2 heures après $t = 51h$. L'amont de la courbe $t = 49h$ se situe au dessus de la courbe correspondant à $t = 51h$: une érosion s'est produite à l'amont. A l'aval en revanche, la courbe $t = 49h$ se situe en dessous de la courbe $t = 51h$: le lit s'est exhaussé. Il y a eu un basculement de profil, l'amont s'est incisé pendant que l'aval s'exhausse : les sédiments érodés en amont sont venus se déposer à l'aval. Ce profil particulier n'est visible que dans les premiers temps des érosions, car il existe encore une zone de dépôts à l'aval des sédiments provenant de l'amont. Ce mécanisme met bien en



(a) Évolution du volume du lit par intégration



(b) Profils en long du run 6

FIGURE 5.35 – Volume du lit (V_{in}) et impact d'une augmentation de débit sur des profils en long

valeur la notion de propagation et introduit un délai de réponse du lit.

La coexistence de deux régimes sédimentaires au sein d'un même système est donc observée dans nos deux expériences. La propagation des perturbations de l'amont vers l'aval et la différence de vitesse de propagation entre les différents régimes complexifie l'extrapolation à tout un système de mesures ponctuelles.

5.2.3.8 Convexité (C)

Ce paragraphe correspond au paragraphe 5.1.3.8 en page 106.

Rappelons qu'un indice C positif est signe d'un profil convexe et un indice négatif d'un profil concave. Le signe de la valeur de cet indice est intéressant, et nous remarquons deux faits importants (Fig. 5.36).

1. Premièrement, lors du passage à un régime d'érosion, après avoir subi une très nette diminution, cet indice augmente jusqu'à se stabiliser (pour le run 6). L'érosion provoque très rapidement une convexité du système qui progressivement se redresse

Run 5 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Initialisation	Run 6 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 7 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 8 : $Q_l = 1.4l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 9 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 10 : $Q_l = 1.75l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
	Run 11 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement

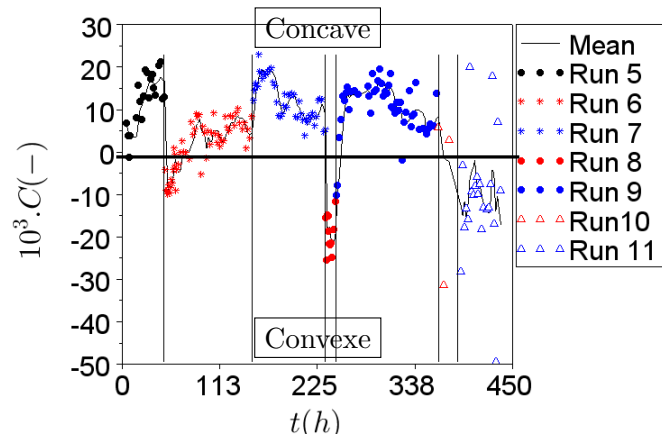


FIGURE 5.36 – Évolution de l'indice de convexité (C) durant l'expérience en granulométrie étendue

en profil concave : les profils d'un régime transitoire en érosion tendent vers une forme convexe, mais ne gardent pas cette forme lors de la stabilisation.

2. A l'inverse, le passage à un régime en exhaussement est marqué par un saut de la convexité avant de diminuer : un régime transitoire en aggradation tend vers un système à profil concave, et garde cette forme à l'équilibre.

Nous retrouvons ici les tendances que nous avons observées lors de l'expérience précédente : un système en aggradation tend vers un profil concave et un régime en érosion temps vers un profil convexe. Cette tendance disparaît lorsque le régime se stabilise. Nos résultats concordent avec ceux du terrain : un profil en aggradation est concave.

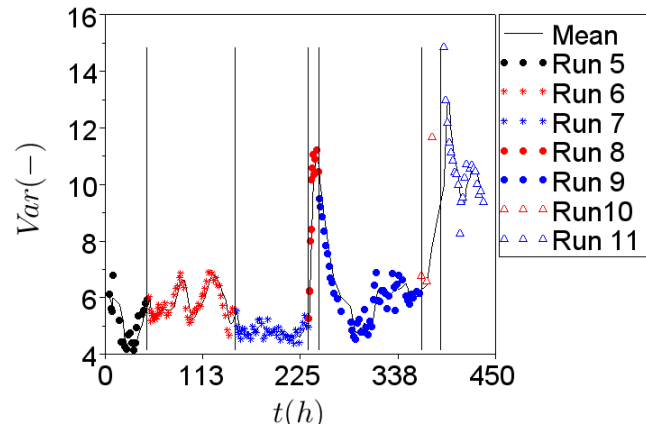
5.2.3.9 Variance de la surface topographique (Var)

Dans le même esprit de considérer une variabilité spatiale, intéressons nous à la variance de la surface ; ce paragraphe correspond au paragraphe 5.1.3.9 de la page 107.

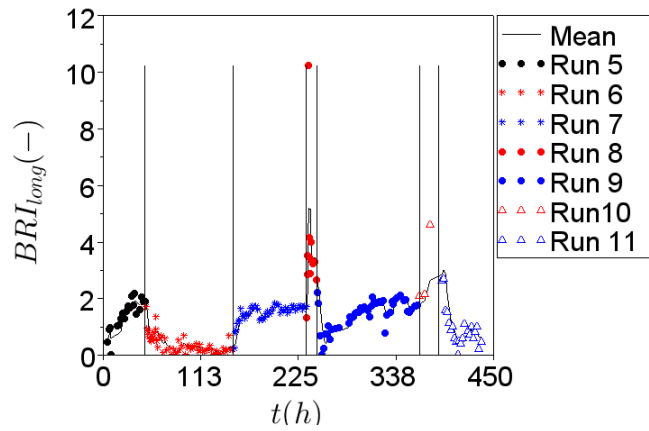
La variance des run érosifs 6, 8 et 10 augmente proportionnellement à l'intensité de l'érosion alors que lors d'une aggradation, la variance tend à diminuer. On retrouve ici les mêmes processus déjà démontrés pour le BRI : la surface d'un système en érosion est hétérogène, les profils sont plus marqués. En aggradation, la surface est plus douce, les berges moins abruptes, la macro rugosité spatiale est plus faible.

On remarque que la variance d'un système en érosion est plus importante que celle d'un régime en aggradation alors que la tendance contrainte est observée sur la variabilité longitudinale (Fig 5.37a et 5.37b). On peut donc conclure que la variabilité de la surface d'un régime en érosion est induite par la rugosité transversale alors que la variabilité de la surface d'un système en aggradation est portée par la rugosité longitudinale.

Run 5 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Initialisation	Run 6 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 7 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 8 : $Q_l = 1.4l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 9 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 10 : $Q_l = 1.75l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
	Run 11 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement



(a) Évolution de la variance de la surface

(b) Évolution du BRI longitudinalFIGURE 5.37 – Variance de la surface (Var) et BRI longitudinal (BRI_{long}) de l'expérience en granulométrie étendue

5.2.3.10 Influence de la puissance hydraulique sur l'évolution de la morphologie

Ce paragraphe correspond au paragraphe 5.1.3.10 de la page 109.

Étudions la puissance hydraulique (Fig. 5.38).

La puissance hydraulique d'un système en suralimentation solide (run 7, 9 et 11) croît jusqu'à atteindre une valeur suffisante pour faire transiter le volume de sédiments provenant de l'amont.

La puissance hydraulique d'un écoulement érosif (run 6, 8, et 10) décroît et cette décroissance est proportionnelle à l'intensité de l'érosion : les variations de la puissance hydraulique sont modérées pour le run 6, elles sont très marquées pour les run 8 et 10.

Alors que la puissance hydraulique des run 6 et 9 tend à se stabiliser, celle des autres run varie continuellement. Cette observation rejoint celle faite pour la pente, d'autant plus que les run 5, 7 et 9 ont les mêmes conditions hydrauliques, seuls les run 6 et 9 ont atteint un état d'équilibre.

Run 5 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Initialisation	Run 6 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 7 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 8 : $Q_l = 1.4l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 9 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 10 : $Q_l = 1.75l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
	Run 11 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement

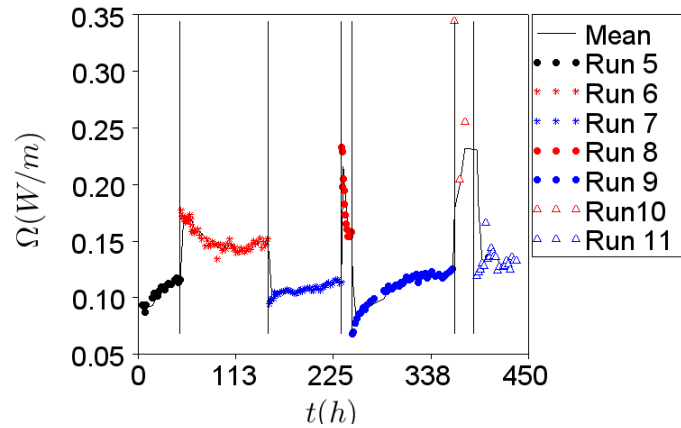
(a) Puissance hydraulique $\Omega = \rho g Q S$

FIGURE 5.38 – Puissance hydraulique de l'expérience en granulométrie étendue

Les figures 5.39b et 5.39a montrent que contrairement au cas de la granulométrie uniforme, nous ne pouvons pas conclure sur l'influence de la puissance hydraulique sur la variation du *BRI*. L'enveloppe croissante que nous avons pu observer en figure 5.20a ne se retrouve pas ici.

Néanmoins, nous retrouvons la même relation pour la largeur : les variations de la largeur morphologiquement active sont plus importantes pour les faibles puissances hydrauliques, en accord avec l'expérience précédente.

De plus, ces faibles valeurs de puissance hydraulique se rapportent au début des run en suralimentation solide. Comme nous l'avons déjà évoqué, les débuts de ces expériences sont marqués par un élargissement de l'écoulement et ainsi une variation de la largeur morphologiquement active.

5.2.3.11 Vitesse de migration latérale du chenal morphologiquement actif ($v_{latérale}$)

Ce paragraphe correspond au paragraphe 5.1.3.11 de la page 111.

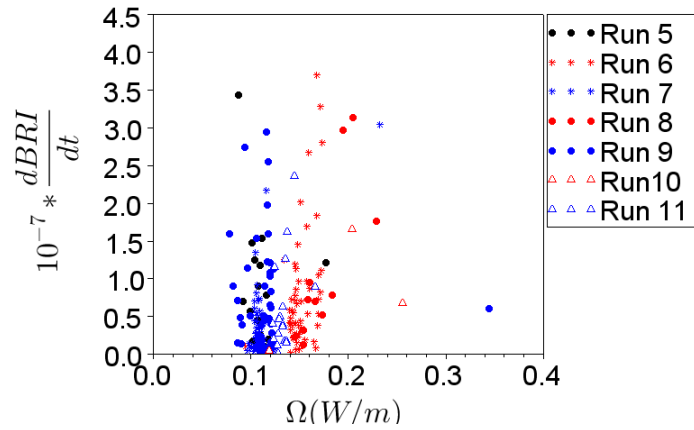
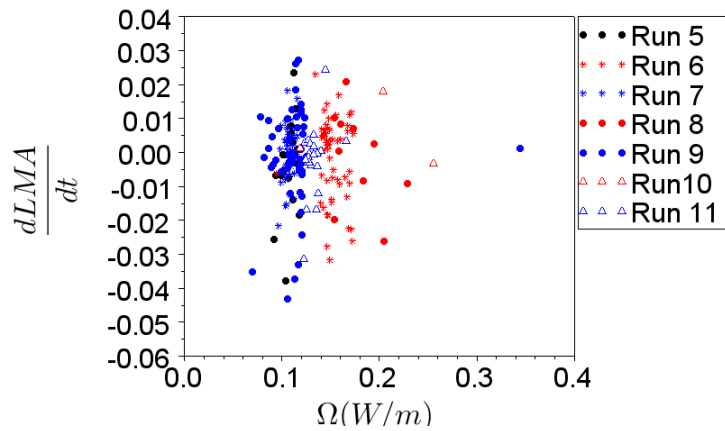
La vitesse de migration latérale est calculée pour avoir une approximation de la vigueur latérale de l'écoulement (Fig. 5.40). Lors de l'entame des run d'érosion, on observe des pics de vitesse de migration. Ce phénomène coïncide bien avec nos observations : l'écoulement s'étend et étant érosif, change rapidement la morphologie du fond du lit. Entre deux topographies, la surface impactée par des changements augmente, et par là, la vitesse de migration augmente. La vitesse se stabilise autour de 100 mm/h , soit un déplacement d'une dizaine de centimètres par heure.

Les gammes de variation de la vitesse de déplacement du chenal principal pour des systèmes en érosion ou aggradation qui tendent vers l'équilibre sont conjointes.

5.2.4 Tri granulométrique

Le tri granulométrique est un phénomène que l'on retrouve souvent dans les rivières naturelles. Des zones de dépôts selon la taille, des patches, sont souvent bien visibles sur le terrain. Dans cette expérience en granulométrie étendue, diverses manifestations du tri granulométrique ont pu être observées.

Run 5 : $Q_l = 0.6 \text{ l/s}$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76 \text{ g/s}$ Initialisation	Run 6 : $Q_l = 1 \text{ l/s}$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76 \text{ g/s}$ Erosion
Run 7 : $Q_l = 0.6 \text{ l/s}$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76 \text{ g/s}$ Exhaussement	Run 8 : $Q_l = 1.4 \text{ l/s}$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76 \text{ g/s}$ Erosion
Run 9 : $Q_l = 0.6 \text{ l/s}$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76 \text{ g/s}$ Exhaussement	Run 10 : $Q_l = 1.75 \text{ l/s}$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76 \text{ g/s}$ Erosion
	Run 11 : $Q_l = 1 \text{ l/s}$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76 \text{ g/s}$ Exhaussement

(a) Variation du BRI ($\frac{dBRI}{dt}$) en fonction de la puissance Ω (b) Variation de la largeur ($\frac{dLMA}{dt}$) en fonction de la puissance Ω FIGURE 5.39 – Lien entre la puissance hydraulique, la variation du *BRI* et la *LMA*

5.2.4.1 Influence de la taille des grains sur les trajectoires

A l'échelle du banc Les rivières en tresses sont des systèmes avec des écoulements rarement rectilignes, avec de nombreuses bifurcations et des changements de direction. A ces endroits, le tri granulométrique y est particulièrement visible. En effet, comme pour les bancs alternés, les sédiments grossiers et fins ne suivent pas la même direction lors de diffuences (Fig. 5.41). Localement, l'entonnement accélère l'écoulement et les sédiments se déplacent rapidement. Lors de la rencontre avec les bancs suivants, l'écoulement est dévié, les sédiments grossiers ont tendance à garder leur direction initiale tandis que la trajectoire des sédiments fins, sous l'influence de l'écoulement, est colinéaire à celle de l'écoulement. Cette différenciation est à l'origine d'une composition hétérogène des bancs. On observe un front de banc très pavé où l'on ne retrouve que les sédiments grossiers. Le meilleur exemple est celui du banc aval pendant le run 6. Il ne s'agit pas d'une confluence à proprement parler mais d'un contact avec la paroi. L'écoulement arrive de biais sur la rive gauche et provoque une mouille. Les trajectoires des sédiments fins et grossiers à cet instant divergent. On obtient une tête de banc très pavée avec en marge de l'écoulement un

Run 5 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Initialisation	Run 6 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 7 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 8 : $Q_l = 1.4l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 9 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 10 : $Q_l = 1.75l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
	Run 11 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement

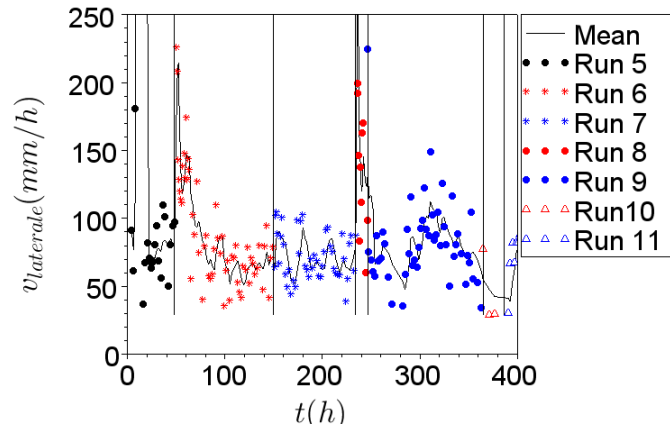


FIGURE 5.40 – Évolution de la vitesse de migration latérale ($v_{latérale}$) de l'expérience en granulométrie étendue

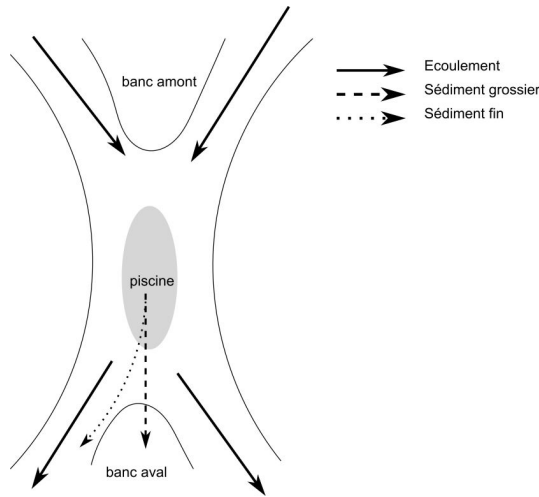


FIGURE 5.41 – Schématisation de tri granulométrique lors d'une confluence. Les échelles d'espace ne sont pas respectées

liseré de sédiments fins (Fig. 5.42b). Bien que ce banc soit resté plusieurs dizaines d'heures en place, l'écoulement a fini par le détruire.

Plus généralement, bien que le pavage stabilise les bancs, nous n'avons pas observé de formes réellement persistantes.

5.2.4.2 Les lobes en granulométrie étendue

Des conditions particulières d'écoulement de l'expérience en granulométrie étendue permettent d'observer des lobes. En effet, lors de grandes érosions ou au début de l'expérience, la manifestation du tri granulométrique n'est pas visible, toutes les classes granulométriques des sédiments sont mobilisées en même temps. Cet état correspond à un état d'absence de pavage décrit entre autre par Recking *et al.* (2009). L'observation de lobe est alors possible : il n'y a pas de point dur (dépôt ponctuel, front de blanc) pour empêcher la formation et la propagation des lobes, tels qu'ils

Run 5 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Initialisation	Run 6 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 7 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 8 : $Q_l = 1.4l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 9 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 10 : $Q_l = 1.75l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
	Run 11 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement

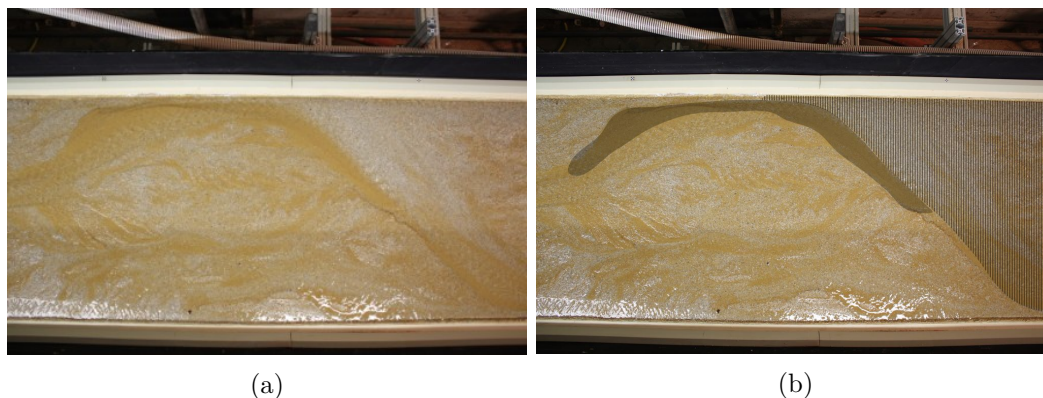


FIGURE 5.42 – Exemple visible de tri granulométrique. La partie hachurée de la figure 5.42b est un dépôt massif de sédiment grossiers, la zone grisée est une zone de dépôts de sédiments fins (run 6)

ont été décrits pour des sédiments uniformes.

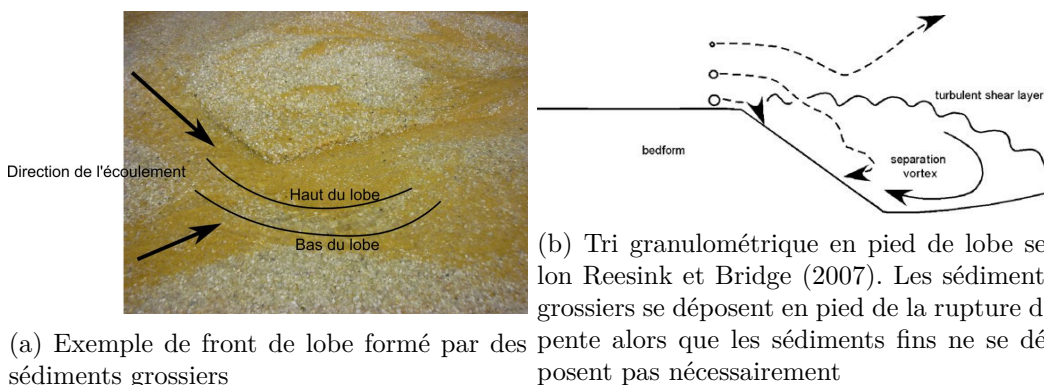


FIGURE 5.43 – Tri granulométrique en pied de lobe en granulométrie étendue

L'apparition de ces lobes au début des grandes érosions, s'est accompagnée de la formation d'un front de sédiments grossiers, en pied du lobe (Fig. 5.43a).

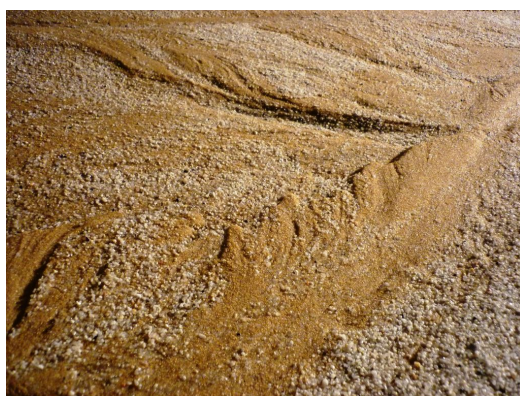


FIGURE 5.44 – Lobes de sédiments fins, formés en marge de l'écoulement principal

Ce mécanisme est aussi une expression du tri granulométrique : les gros grains sous l'effet de leur poids viennent de déposer en pied alors que les sédiments fins,

Run 5 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Initialisation	Run 6 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 7 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 8 : $Q_l = 1.4l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 9 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 10 : $Q_l = 1.75l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
	Run 11 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement

soumis aux turbulences créées par la discontinuité morphologique que représente le lobe, suivent l'écoulement. Reesink et Bridge (2007) résument ces mécanismes sur le schéma de la figure 5.43b.

A plus petite échelle, les sédiments fins peuvent former des petits lobes mais leur taille et leur forte mobilité les empêchent d'être persistants (Fig. 5.44).

A l'échelle du chenal Les cas de faibles hauteurs d'eau sont multiples : marges de l'écoulement et avulsions sont les principales. Avec les faibles hauteurs d'eau, seuls les sédiments fins sont mobiles. Lors d'une diminution de la contrainte, ces sédiments se déposent, formant des patches localisés de fraction fine.

5.2.4.3 Nappe de charriage

Les nappes de charriage sont des phénomènes déjà décrits dans la littérature. Ces vagues sédimentaires sont issues de la rupture de pavage superficiel entraînant un départ massif de sédiments. Lors de cette expérience, nous avons observé de multiples zones pavées ainsi que des nappes de charriage. La progression de ces nappes était fortement contrainte par la présence des nombreux bancs ou détournements de l'écoulement. Le tri sélectif des mouilles interfèrent sur la propagation des nappes de charriage. Ainsi, rapidement après leur départ les sédiments grossiers se déposent au premier banc. La connexion entre le départ de ces nappes et le transport solide en sortie est rompue.

5.2.4.4 Détection automatique de la couleur de grains

Nous avons utilisé des sédiments de deux couleurs différentes afin de tenter d'établir une carte de répartition de la granulométrie. Nous avons traité les images du centre du canal, prises pendant l'expérience sans écoulement. Toute la sensibilité de cette technique réside dans les seuils que nous avons évoqués dans la partie 3. Nous obtenons un signal bruité (Fig. 5.45), mais on peut tout de même constater que la répartition des deux tailles de grains oscille continuellement autour de 50%.

Les tendances du signal de la figure 5.45 soulignent l'effet d'une aggradation sur la granulométrie de surface. En effet, la proportion de sédiments grossiers est plus faible en aggradation qu'en érosion : il n'y a pas de pavage de surface qui se forme. La surface prise par les sédiments fins est en moyenne de plus de 55 % de la surface totale en aggradation alors qu'elle est d'environ 45% pour la phase d'érosion. Mais, du fait de la grande sensibilité de la détection de la couleur des gains par rapport à la lumière ambiante, ces résultats sont à considérer avec précaution.

5.2.5 Influence du tri granulométrique et lobes sédimentaires

Aussi visible que sur notre modèle, le tri granulométrique est très présent dans le paysage naturel. Les bandes actives de rivières en tresses témoignent de ces phénomènes : les bancs sont souvent formés par deux tailles de grains, une fraction plus grossière à l'amont et une fraction plus fine à l'aval ainsi que des zones de dépôts sélectifs.

Notre modèle de tresses en granulométrie étendue présente des morphologies similaires (chapitre 5.2), avec une dynamique sédimentaire dissociée (point commun avec les bancs et l'action de la mouille) participant au développement du motif de

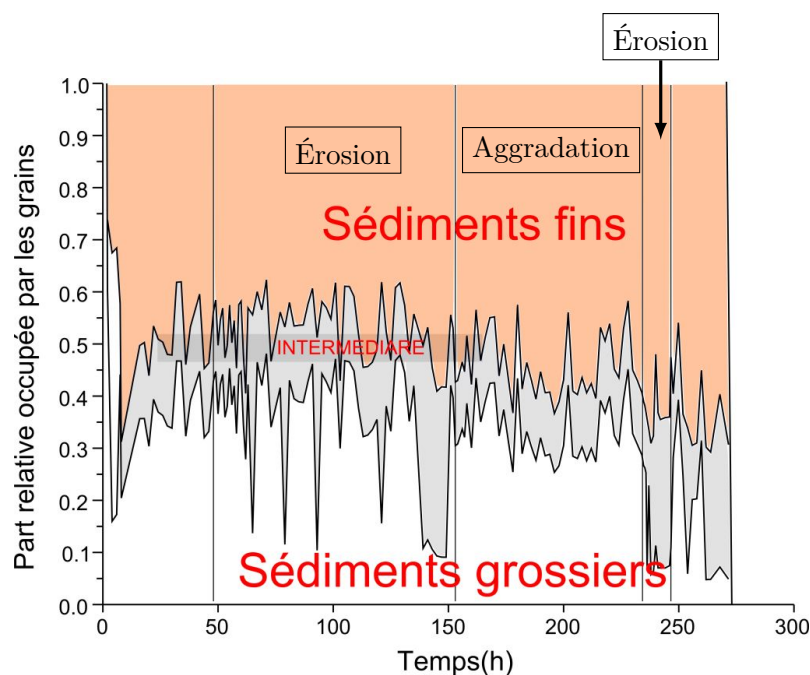


FIGURE 5.45 – Proposition de sédiments fins sur le milieu du canal

tressage. Comment interpréter alors la morphologie de l'expérience en granulométrie uniforme ?

5.2.5.1 Similitudes communes

Le chapitre 5.1.2.2 de la page 90 met en avant un mode de propagation particulier de notre modèle de tresses : des lobes sédimentaires. Ce processus de propagation que l'on retrouve uniquement dans les run 1 à 4 en granulométrie uniforme n'est pas sans rappeler les contraintes expérimentales de Lanzoni (2000b,a) pour la comparaison de deux systèmes, l'un en granulométrie uniforme, l'autre en granulométrie étendue. L'apparition, sous les mêmes contraintes hydrauliques de dunes et de rides complexifiait ses observations. Sur la base de cette remarque, peut-on comparer nos deux expériences ?

Afin de s'assurer de notre comparaison, regardons les paramètres usuels : le nombre de Froude (Fr), Shields (τ^*) et le Reynolds particulaire (R_e^*). Ces paramètres sont estimés grâce aux topographies faites en eau, avec la calcul de la hauteur d'eau suivant la méthode présentée dans le chapitre 3.2.6 de la page 67. Nous disposons de 17 mesures pour l'expérience en granulométrie uniforme et 12 pour l'expérience en granulométrie étendue.

Les différentes distributions, consignées en annexe C, correspondent à différents moments de l'expérience et ne se réfèrent pas aux mêmes conditions hydrauliques. Nous ne disposons pas d'informations pour les run 1, 2, 5, et 6.

Les gammes de variations des paramètres des deux modèles de tresses sont conjointes, sans être pour autant confondues (Table 5.3). Notons les faibles valeurs du Reynolds particulaire, entre 24 et 43 de moyenne selon les expériences, le nombre de Froude est proche de 1.

Run 5 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Initialisation	Run 6 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 7 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 8 : $Q_l = 1.4l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 9 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 10 : $Q_l = 1.75l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
	Run 11 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement

Expérience	$H(mm)$		$W_{eau}(mm)$		τ^*		R_e^*		F_r	
	$\bar{x}$	σ	$\bar{x}$	σ	$\bar{x}$	σ	$\bar{x}$	σ	$\bar{x}$	σ
Uniforme	6.0	4.4	267.6	141.1	0.08	0.05	24.1	8.7	1.0	0.3
Etendue	9.2	6.3	431.3	171.6	0.05	0.04	43.2	15.5	0.8	0.3

TABLE 5.3 – Moyenne ($\bar{x}$) et écart-type (σ) des différentes paramètres des deux modèles de systèmes en tresses

Les faibles valeurs de Reynolds particulière ne constituent pas pour autant un biais dans la modélisation. En effet, jusqu'à des valeurs de 15, la modélisation de transport solide par charriage est jugée acceptable, bien que des effets de viscosité peuvent tout de même apparaître (Métivier et Meunier, 2003; Ashworth *et al.*, 1994; Ashmore, 1988).

5.2.5.2 Deux modes de transfert sédimentaire : les lobes et le tri granulométrique

Le tri granulométrique est prépondérant dans la dynamique du système en granulométrie étendue : le tri sélectif des sédiments en fonction de leur taille, le rôle des zones d'affouillement ou encore les nappes de charriage. Il est alors légitime de s'interroger sur les processus qui fondent la dynamique du modèle en granulométrie uniforme. Mais dans un premier temps intéressons-nous à la granulométrie.

L'uniformité granulométrique des run 1 à 4 L'uniformité de notre sable des run 1 à 4 doit être confirmée afin de poser les bases d'une comparaison phénoménologique fondée sur le tri granulométrique. Le sable utilisé pour l'expérience en granulométrie uniforme a une distribution avec un indice $\sigma=1.3$ et une valeur $\frac{D_{84}}{D_{16}} = 1.8$ contre 3 pour le mélange bimodal. Considérant ces valeurs, nous posons comme hypothèse que les effets du tri granulométrique dans cette première expérience de modèle de tresses sont négligeables.

Deux modes de transfert sédimentaire différents - Les lobes sédimentaires et le tri granulométrique Bien qu'il s'agisse de la même morphologie en tresses, le transfert sédimentaire est propre à chacune des expériences.

Dans l'expérience en granulométrie uniforme, les lobes constituent le principal vecteur de déplacement des sédiments. Les sédiments s'organisent sous forme de langue sédimentaire avec une face avalancheuse prononcée dirigée vers l'aval. Sur la surface du lobes, les sédiments roulent jusqu'à l'aval de la forme et se déposent au pied du lobe. Le transfert sédimentaire est continu à la surface du lobe.

Cette dynamique des lobes et leur propagation ont été aussi observées dans le milieu naturel. Ains, Ashworth *et al.* (2000) rapportent leur étude sur un banc de sable sur le système en tresses de la Jamnua River, au Bangladesh. Ils expliquent la dynamique de leur système en s'appuyant sur la propagation des lobes (Fig. 5.46).

Run 5 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{samont} = 0.76g/s$ Initialisation	Run 6 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{samont} = 0.76g/s$ Erosion
Run 7 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{samont} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 8 : $Q_l = 1.4l/s$ et $Q_{samont} = 0.76g/s$ Erosion
Run 9 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{samont} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 10 : $Q_l = 1.75l/s$ et $Q_{samont} = 0.76g/s$ Erosion
	Run 11 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{samont} = 0.76g/s$ Exhaussement

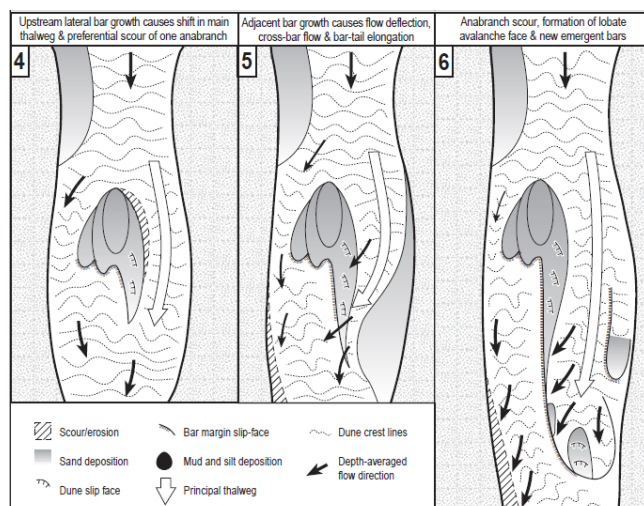


FIGURE 5.46 – Modèle d'évolution d'un banc de sable sur la Jamnua River, au Bangladesh, d'après Ashworth *et al.* (2000). Nous avons observé la même forme de front décrite en vignette 6

Le déplacement des sédiments de l'expérience en granulométrie étendue est différent et dépend de la taille des grains et de forte tendance des sédiments grossiers à se déposer en tête des bancs (chapitre précédent, 4.4.2 de la page 82). Leur mobilité est réduite, et se fait de proche en proche.

Caractéristiques particulières Les lobes sédimentaires et le tri granulométrique sont tout deux un vecteur du charriage. Ils possèdent les caractéristiques différentes qui sont consignées dans le tableau 5.4.

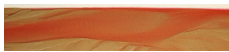
	Uniforme	Étendue
Processus sédimentaire	Lobes sédimentaire	Tri granulométrique
Visuel		
Transfert de sédiments	"Continu"	Discontinu
Morphologies associées	Mouilles	Patchs de sentiments

TABLE 5.4 – Le tri granulométrique et les lobes sédimentaires, deux vecteurs du charriage

5.2.5.3 Un mécanisme en cœur de la dynamique d'une rivière en tresses : le couple érosion/dépôt associé à l'érosion de berges

Les motifs de tressage que nous avons observés dans les deux expériences présentent des morphologies comparables : l'existence de plusieurs chenaux (or état d'érosion forte), dont principalement un actif, avec des bancs immergés ou émergés. Nos deux expériences, bien qu'elles ne soient pas en tous points similaires (granulométrie), permettent de souligner un phénomène prépondérant dans leur dynamique.

Run 5 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Initialisation	Run 6 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 7 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 8 : $Q_l = 1.4l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 9 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 10 : $Q_l = 1.75l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
	Run 11 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement

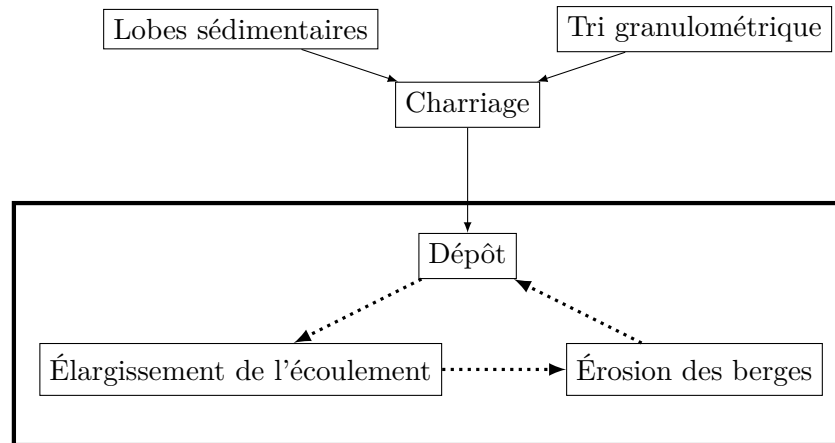


FIGURE 5.47 – Mécanisme d'érosion/dépôt d'un système

Le cœur du mécanisme de formation et de la dynamique d'une rivière en tresses est le dépôt important de sédiments. Ce mécanisme comme nous l'avons observé connaît deux principaux processus : le tri granulométrique et la propagation de lobes sédimentaires.

Deux mécanismes interviennent dans le transport solide : l'arrachement des particules, et leur maintien dans l'écoulement. Le maintien des particules dans l'écoulement répond au principe de Lane (1955) : il existe une concentration maximale au-delà de laquelle l'écoulement n'arrive plus à faire transiter les sédiments.

Considérons un profil en travers, avec la direction de l'écoulement initialement parallèle aux berges. La charge transportée par charriage correspond à la charge maximale. Le charriage n'étant pas un processus pérenne (d'autant plus en granulométrie étendue), les particules marquent des temps d'arrêt dus aux conditions locales de l'écoulement, provoquant des zones de dépôts. Ces patches de sédiments augmentent la rugosité locale du fond du lit, et provoquent un ralentissement de l'écoulement. Comme celui-ci n'est pas contraint et que les berges sont friables, il contourne cette zone de forte rugosité. L'écoulement n'est plus strictement parallèle aux berges et arrive avec un angle non nul (par analogie, il s'agit de la même configuration qu'une entrée de méandre). Arrivant obliquement sur les berges, il possède suffisamment d'énergie pour arracher des particules et l'érosion des berges commence. Les sédiments arrachés se retrouvent alors dans un flux déjà à sa capacité de transport maximale. Ne pouvant plus assurer le transport des particules (la concentration seuil est dépassée), le dépôt initial grandit. Cet élargissement de la zone de rugosité renforce la déviation de l'écoulement, favorisant l'érosion des berges et ainsi de suite. Ce mécanisme s'auto-entretient (Fig. 5.47) et est responsable de la migration du chenal principal.

On rejoint ainsi les conclusions de Warburton, 1996 : l'influence de la profondeur est moins importante que celle de la largeur et le motif de tressage est donc bien le résultat d'un équilibre érosion/dépôt (Ashmore, 1991b).

La présence ou non de cohésion des sédiments se révèle donc être un paramètre curial pour la migration du chenal et donc dans l'évolution du motif de tressage (Ashmore, 2009; Wheaton *et al.*, 2013).

Ce mécanisme d'érosion/dépôt se retrouve quel que soit le mode de transfert impliqué. Toutefois, par les processus que nous avons expliqués au paragraphe précédent, le tri granulométrique et plus particulièrement les patches de sédiments grossiers participent activement à la migration du chenal principal.

5.2.5.4 Les conséquences du tri granulométrique en écoulement peu contraint

Les manifestations du tri granulométrique ont fait l'objet de différents travaux (Recking *et al.*, 2009; Iseya et Ikeda, 1987; Powell, 1998). Leurs expériences ont montré des cycles de pavages et de dépavage qui sont à l'origine de différentes textures de lit ainsi que de différents modes de propagation des sédiments (traits pleins de la figure 5.48).

Lors de nos expériences en écoulements plus faiblement contraints, nous avons pu observer de nouveaux mécanismes. En effet, les deux morphologies que l'on a observées sur les bancs alternés ont mis en avant la variation de la largeur en fonction de l'état de pavage du lit. Le front des bancs constituait, sous l'action de la mouille précédente, une zone de sédimentation préférentielle des sédiments grossiers déviant l'écoulement. Le dépôt augmentant progressivement, le pavage fini par occuper toute la largeur du canal. A cet instant, nous nous retrouvons dans la même situation que dans un canal étroit. Lorsque la pente seuil est atteinte, un départ de nappe de charriage brise le pavage de surface (traits discontinus de la figure 5.48).

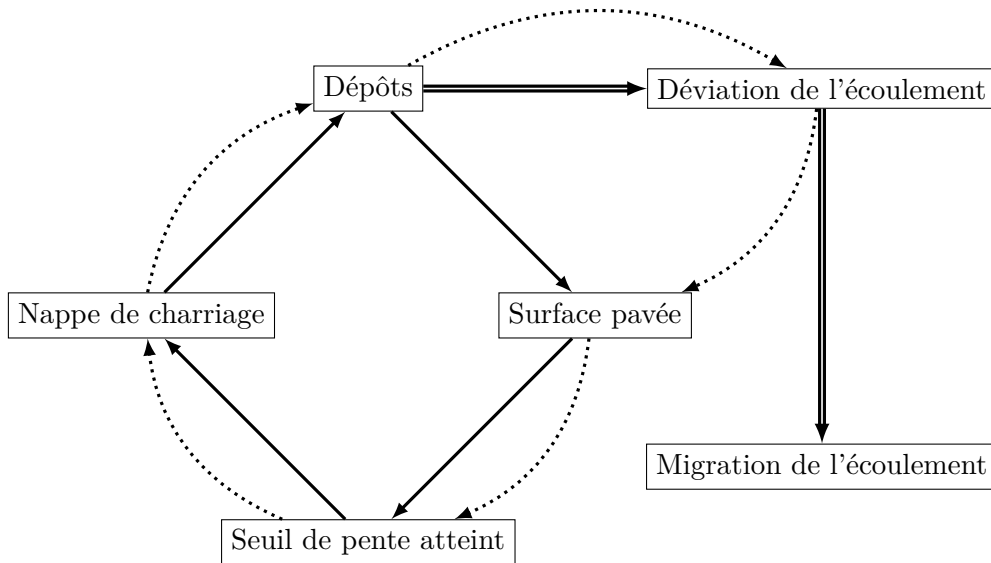


FIGURE 5.48 – Processus influencés par le tri granulométrique en canal étroit (trait plein), dans les bancs alternés (trait en pointillés) et en système en tresses (double trait)

Dans un système en tresses, les phénomènes qui aboutissent à l'engraissement des fronts de bancs sont les mêmes. Au fur et à mesure que le taux de pavage progresse, l'écoulement se détourne. La migration du chenal principal n'est plus stoppée par les parois du canal et l'écoulement quitte librement la zone de plus forte rugosité. Ainsi, la migration du chenal principal court-circuite les cycles de pavage/dépavage (double traits sur la figure 5.48). Les zones très frottement pavées

Run 5 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Initialisation	Run 6 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 7 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 8 : $Q_l = 1.4l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 9 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 10 : $Q_l = 1.75l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 11 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement	

ne sont pas nécessairement détruites par rupture de pavage, mais disparaissent aussi sous l'action d'érosion de berges, phénomène non lié au tri granulométrique.

Transport solide et influence des bancs Quelle que soit l'expérience considérée, nous avons observé une très grande variabilité du transport solide en sortie. Même en granulométrie uniforme, il varie entre 0 à 5 fois la valeur d'entrée. Bien que plus restreintes que celle de Young et Davies (1991) (il a lui observé aux cours de ses expériences en régime permanent des variations pouvant aller jusqu'à 10 fois la valeur moyenne), les variations sont importantes. Ces processus soulignent les effets de la faible entrave latérale de l'écoulement : les variations du transport solide sont assujetties aux mouvements des formes, que ce soit sous forme de lobes ou de bancs (Warburton et Davies, 1994).

De plus, la déconnexion du transport solide des conditions hydrauliques locales ne permet plus d'observer aussi nettement les variations du transport solide dues au tri granulométrique et à la rupture de pavage.

5.2.6 Dynamique des bancs - Terrasses

Les bancs alluviaux assez hauts perchés (les terrasses) sont les réservoirs de sédiments d'une rivière en tresses. Leurs dynamiques influencent l'ensemble du système. Sur le terrain, la présence et l'évolution des bancs est une question centrale dans le management de la rivière. Lors de nos expériences, nous avons pu identifier deux types de destruction de banc : par érosion ou par sur-verse.

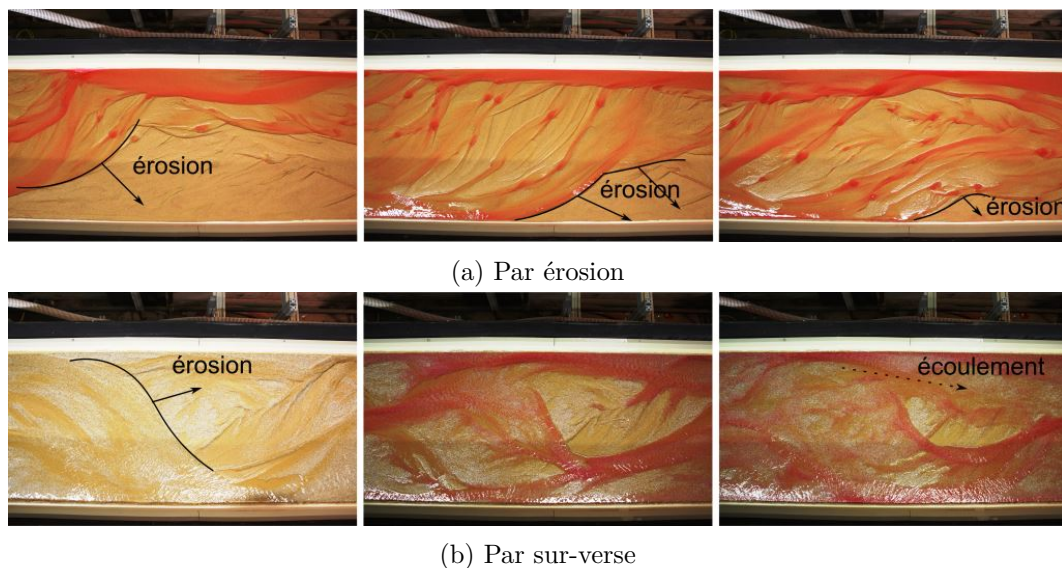


FIGURE 5.49 – Différents modes de destruction des terrasses

Le run 4 dans l'expérience en granulométrie uniforme est en érosion, et un chenal unique se forme en laissant une terrasse en rive droite. Le run dure longtemps et le système se stabilise. La terrasse s'est progressivement érodée lors de l'élargissement conjoint de l'amont et de l'aval du chenal principal. Ce mode de destruction des bancs est un mode érosif : la masse de la terrasse est remobilisée (Fig. 5.49).

Run 5 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Initialisation	Run 6 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 7 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 8 : $Q_l = 1.4l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 9 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 10 : $Q_l = 1.75l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
	Run 11 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement

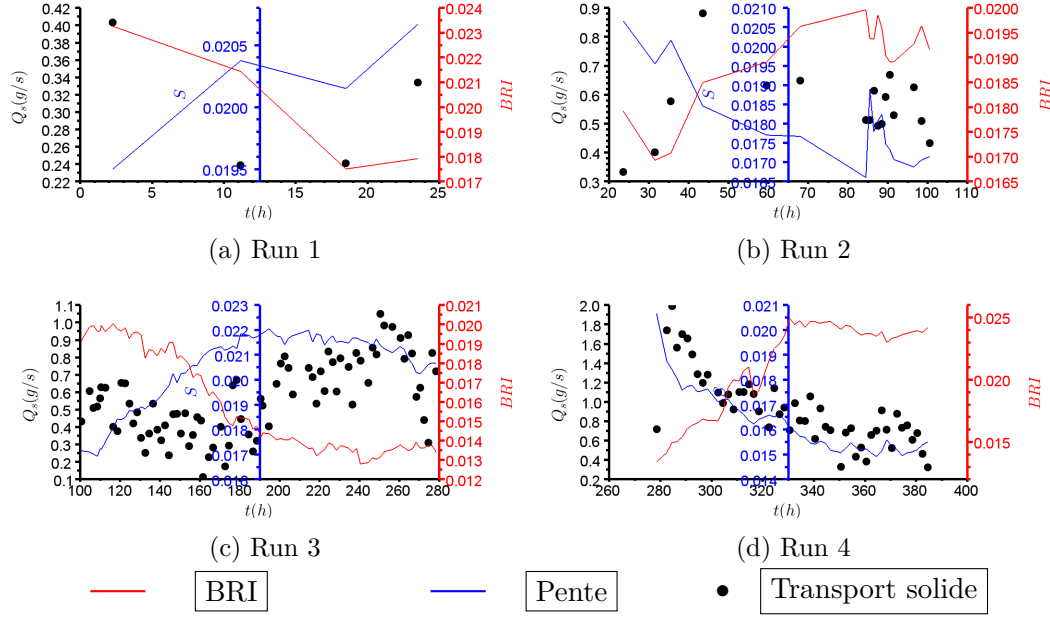


FIGURE 5.50 – Zoom sur les variations conjointes de la pente (courbe bleue) du BRI (courbe rouge) et du transport solide en sortie (courbe noire) en granulométrie uniforme

Inversement, le run 9 de l'expérience en granulométrie étendue est en aggradation. De l'érosion qui le précède, il reste un important banc en rive gauche. L'aggradation s'étend de l'amont vers l'aval. L'écoulement légèrement érode la tête du banc. La différence de hauteur entre le lit moyen et la terrasse diminue, jusqu'à se retrouver au même niveau. La terrasse, formée avec les conditions hydrauliques différentes, présente une pente plus forte (cette terrasse est issue d'un système en aggradation). L'écoulement s'accélère sur la surface, et érode rapidement le dessus de la terrasse.

5.3 Dynamique du trio Pente/ BRI /Transport solide en sortie

L'un des objectifs de cette thèse est d'apporter un éclairage sur ce qui se passe sur le terrain, d'apporter des réponses en termes de compréhension des processus afin de permettre au gestionnaire une meilleure appréhension du milieu naturel. Les données que nous venons de détailler ne sont pas accessibles facilement et la transférabilité est donc limitée. Le BRI de Hoey est un paramètre souvent utilisé et nous intéresse donc plus particulièrement dans cette section. L'acquisition du BRI ne nécessite pas d'instrument de haute technologie, un niveau de géomètre peut suffire ainsi que la pente.

Les graphiques des figures 5.50 et 5.51 montrent sur un même graphique l'évolution de la pente, du transport solide et du BRI pour chaque expériences. Les tendances sont assez nettes : prenons l'exemple de la première érosion de l'expérience en granulométrie étendue (Fig. 5.51b). La pente et le BRI sont bien corrélés : la diminution de la pente s'accompagne d'une augmentation du BRI et d'une aug-

Run 5 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Initialisation	Run 6 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 7 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 8 : $Q_l = 1.4l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 9 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement	Run 10 : $Q_l = 1.75l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
	Run 11 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement

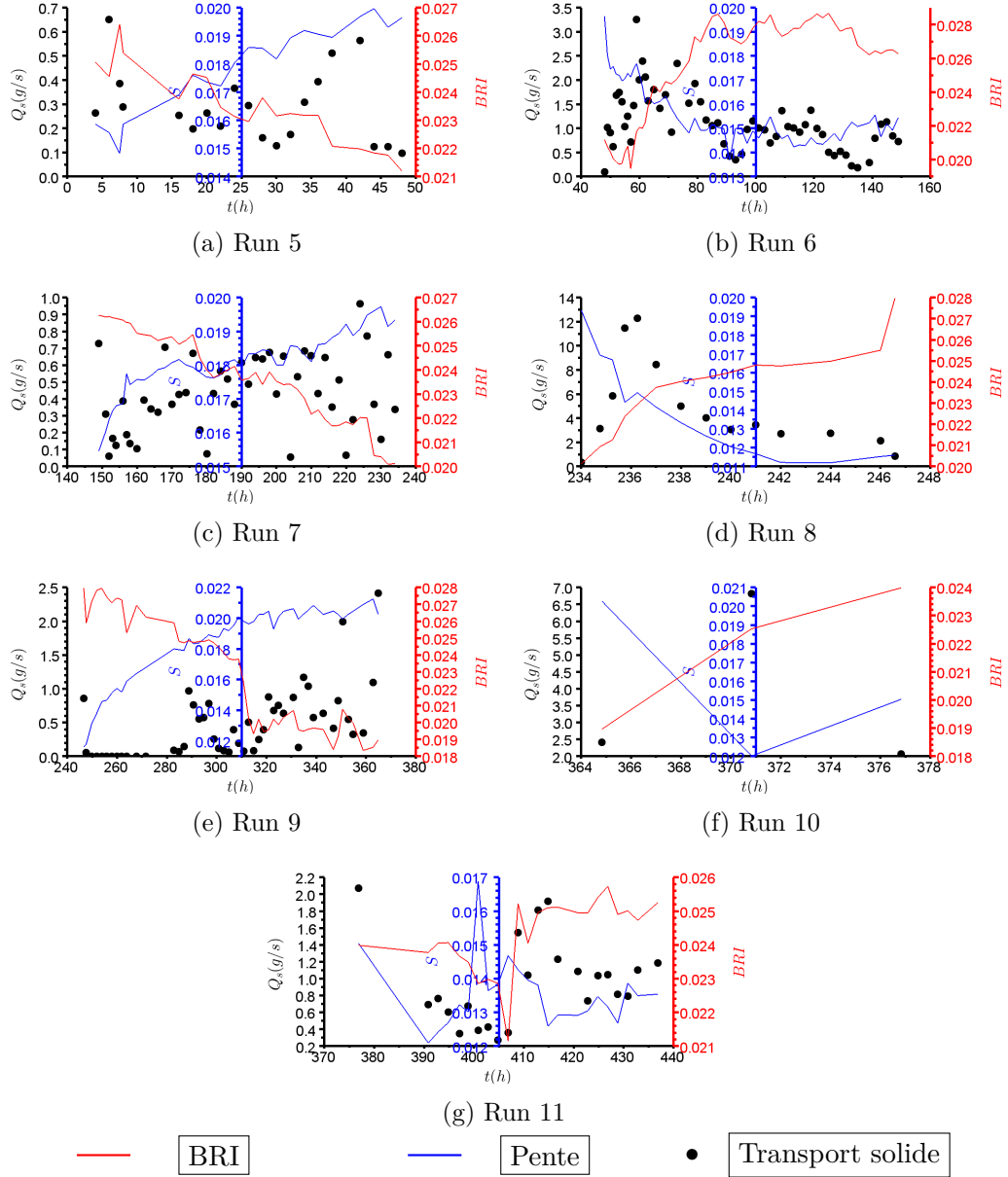


FIGURE 5.51 – Zoom sur les variations conjointes de la pente (courbe bleue) du BRI (courbe rouge) et du transport solide en sortie (courbe noire) en granulométrie étendue

Run 5 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{samont} = 0.76g/s$ Initialisation
 Run 6 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{samont} = 0.76g/s$ Erosion
 Run 7 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{samont} = 0.76g/s$ Exhaussement
 Run 8 : $Q_l = 1.4l/s$ et $Q_{samont} = 0.76g/s$ Erosion
 Run 9 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{samont} = 0.76g/s$ Exhaussement
 Run 10 : $Q_l = 1.75l/s$ et $Q_{samont} = 0.76g/s$ Erosion
 Run 11 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{samont} = 0.76g/s$ Exhaussement

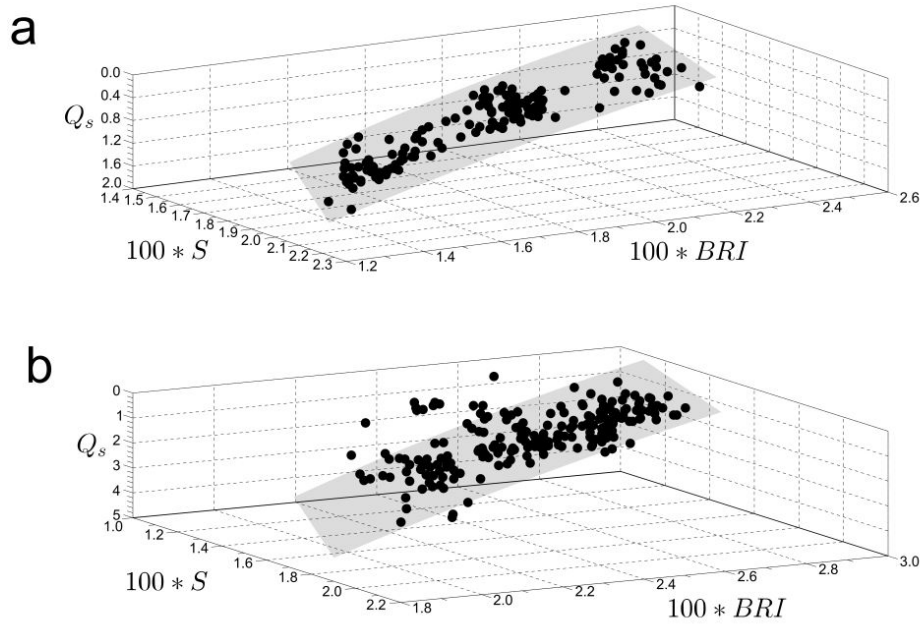


FIGURE 5.52 – Représentation 3D des variations de la pente (S) du BRI (BRI) et du transport solide en sortie (Q_s). a) Granulométrie uniforme b) Granulométrie étendue - Attention au sens des axes qui peuvent être inversés

mentation du transport solide. Cette relation entre les trois paramètres se retrouve quelle que soit l'expérience et le régime considéré. Aussi, nous pouvons analyser la relation entre ces trois paramètres indépendamment du régime (Fig. 5.52).

Que ce soit dans l'une ou l'autre des expériences, le nuage de point est dans un plan représenté sur les figures en gris. Dans ces plans, le nuage de points est étroit. On peut alors en déduire que dans un sens de parcours du nuage, à mesure que la pente diminue, le transport solide augmente et le BRI augmente. Dans l'autre sens de lecture à mesure que la pente augmente, le transport solide diminue et le BRI diminue.

Dans l'optique d'une politique d'aménagement de rivières, cette dynamique conjointe des trois paramètres est sans doute pertinente. En effet, un simple contrôle de BRI peut prédire la dynamique sédimentaire. Une tendance plutôt à l'augmentation du BRI indique une diminution du transport solide et à l'inverse, une diminution du BRI témoigne d'une augmentation du transport solide (système actif en aggradation).

BRI^* de Liébault *et al.* (2012) Liébault *et al.* (2012) mettent en avant une bonne corrélation entre leur indice de BRI^* et la hauteur des terrasses (voir le schéma de la figure 2.21 de la page 29). Les terrasses alluviales dont il est question dans leurs travaux ne trouvent pas d'équivalent expérimentaux. Sur le terrain, la dynamique des terrasses est fortement liée au taux de végétalisation, et donc du changement du caractère friable des berges. Sur nos modèles, nous n'avons pu observer qu'une terrasse sous deux régimes différents (une très brève érosion l'a formée et une aggradation l'a détruite). Il est donc impossible de tester leur corrélation.

Run 5 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Initialisation
 Run 7 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement
 Run 9 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement
 Run 6 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
 Run 8 : $Q_l = 1.4l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
 Run 10 : $Q_l = 1.75l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
 Run 11 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement

Genre	Paramètres	Vers érosion	Vers aggradation
Global	Pente	-	+
	Volume	-	+
Variabilité de la surface	Globale : Variance	+	-
	Latérale : BRI/BRI_{SMA}	+	-
	Longitudinale : BRI_{long}	+	-
Morphologie	Convexité	-	+
	$Surface_{>S}$	+	-
	LMA	+	+
	Transport solide	+	-
	Vitesse de migration	+	+

TABLE 5.5 – Évolution des différents paramètres suite à une déstabilisation

5.4 Ce qu'il faut retenir de la déstabilisation d'un système en tresses

Résumé de l'évolution des paramètres suite à un changements de conditions Les études et descriptions des précédents paramètres peuvent être regroupées en différentes catégories (Table 5.5)

Nous avons modélisé deux systèmes en tresses, l'un en granulométrie uniforme et l'autre en granulométrie étendue. Il est nécessaire ici de dégager les points importants de cette partie :

- Réponse du motif de tressage à une déstabilisation
 - Plusieurs systèmes ont atteint un équilibre : les signaux des paramètres morphologiques se sont stabilisés
 - Étude variationnelle des paramètres du système concordant avec les principes d'équilibre d'un écoulement contraint
- Deux dynamiques différentes
 - Présence, propagation, et sédimentation de lobes responsables de la morphologie du système en tresses en granulométrie uniforme
 - Le tri granulométrique rentre en jeu dans la formation du motif de tressage, de la propagation des sédiments et est à l'origine de patches de granulométrie homogène.

Chapitre 6

Critères d'équilibre d'un système en tresses

Sommaire

6.1	De la perturbation à la stabilisation : ajustement du système à de nouvelles conditions hydrauliques et sédimentaires	148
6.1.1	Stabilisation des run 3 et 4 de l'expérience en granulométrie uniforme	148
6.1.2	Stabilisation des run 6 et 9 de l'expérience en granulométrie étendue	156
6.2	Caractérisation morphologique des régimes sédimentaires	161
6.2.1	Concaténation des résultats des deux expériences sur l'étude variationnelle des paramètres	161
6.2.2	Répartition statistiques des variables morphologiques	161
6.3	Transport solide et équilibre	166
6.3.1	Formules testées	166
6.3.2	Estimation des paramètres hydrauliques	167
6.3.3	Prédiction du transport solide avec les paramètres hydrauliques mesurés	169
6.3.4	Difficulté de la modélisation du transport solide	176

Ce travail de thèse s'intéresse au comportement d'un système en tresses face à différents forçages amont et de la mise à l'équilibre de ces différents systèmes. Ce thème peut néanmoins se décliner en plusieurs questions :

- Quels sont les critères d'équilibre ? Paragraphe 6.1
- Existe-il des paramètres discriminants propres à un régime sédimentaire ? Paragraphe 6.2
- Quelle est la validité des formules de transport solide ? Paragraphe 6.3

Le rappel des conditions d'alimentation des run 1 à 11 se situe en bas de page.

6.1 De la perturbation à la stabilisation : ajustement du système à de nouvelles conditions hydrauliques et sédimentaires

La déstabilisation du lit engendre un certain nombre de modifications morphologiques qui se retrouvent dans la variation des différents paramètres. Un système destabilisé tend vers un nouvel équilibre, concordant avec les nouvelles conditions à l'amont. La stabilisation puis la mise à l'équilibre du système sont les étapes qui suivent la phase transitoire.

Sur la même construction que le chapitre précédent, nous étudierons dans un premier temps les run 1 à 4, en granulométrie uniforme, puis les run 5 à 11 de l'expérience en granulométrie étendue.

6.1.1 Stabilisation des run 3 et 4 de l'expérience en granulométrie uniforme

6.1.1.1 Estimation de la vitesse de déplacement des formes et estimation de la vitesse de propagation de la perturbation : vers une stabilisation du système

L'étude précédente des profils en long (Fig. 5.16, par exemple) montre une propagation de la perturbation et une progression des différents régimes vers l'aval. Afin de quantifier cette progression, nous introduisons ici deux vitesses : la vitesse de propagation des masses, et la vitesse de propagation de la perturbation.

La vitesse de propagation des masses La vitesse de propagation des masses (v_{propM}) s'interprète comme la vitesse à laquelle un volume d'un transect migre. Il ne s'agit pas à proprement parler d'une vitesse des sédiments, mais des volumes.

La courbe des hauteurs cumulées $V_{cumul}(x) = \int_x (\int_y z(x, y) dy) dx$ le long du lit permet d'évaluer la répartition des volumes de l'amont vers l'aval. En considérant un même volume à deux positions différentes $V_{cumul}(x_1)$ et $V_{cumul}(x_2)$ correspondant à un temps t_1 et à un temps t_2 *resp.* (Fig. 6.1a), on peut estimer la vitesse v_{propM} suivant l'équation 6.1. La valeur de vitesse de propagation des masses est une valeur moyennée sur la surface et donc tient compte de la variabilité spatiale.

$$v_{propM} = \frac{x_1 - x_2}{t_1 - t_2} \quad (6.1)$$

Après calcul, on remarque que la vitesse de propagation des masses n'est pas constante au cours du temps (Fig. 6.1b) : pour un système en aggradation, elle augmente progressivement avant de se stabiliser (dans le run 3, elle augmente durant la première partie et atteint une vitesse maximale aux alentours de 180 mm/h soit 18 cm en 1 h). Pour un système en érosion, elle diminue rapidement après la perturbation et ne varie plus : il y a un transit rapide des formes au début d'une érosion.

Dans le paragraphe 5.1.3.2 en page 96 sur le transport solide en sortie, nous avons évoqué un délai de propagation de la perturbation : le pic de transport du run 2 se situe 40 h après le début de l'érosion alors que celui du run 4 a lieu dans les premières heures du run. Considérant cette remarque, nous pouvons noter ici que la vitesse de propagation des masses du run 2 ($t = 35 \text{ h}$ sur la figure 6.1) est inférieure

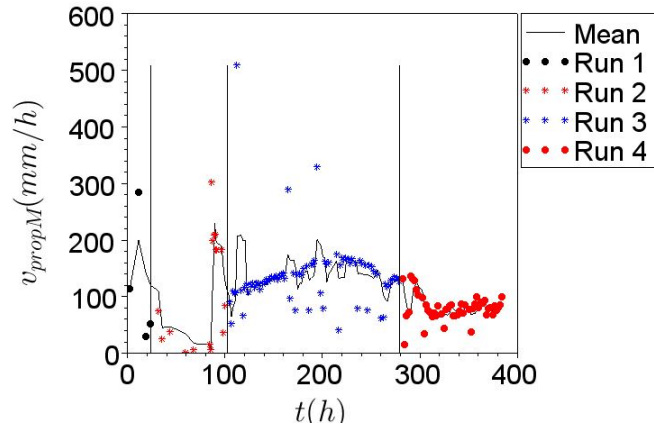
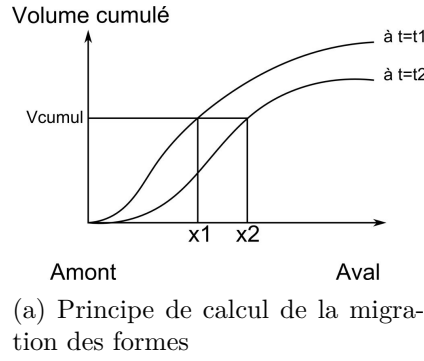


FIGURE 6.1 – Calcul et variation de la vitesse de propagation des masses (v_{propM})

à celle du run 4 ($t = 280h$ sur la figure 6.1). Elle est de $32mm/h$ en moyenne sur le début du run 2 contre $95mm/h$ pour le début du run 4. Cette différence de vitesse de propagation est une explication probable au pic différé dans le transport solide.

Influence de la puissance hydraulique sur la vitesse de propagation des masses (v_{propM}) Il est intéressant de noter le profil convexe des courbes $v_{propM} = f(\Omega)$ (Fig. 6.2). A l'instar de la puissance hydraulique qui diminue pour un système en érosion et augmente pour un système en aggradation, la vitesse de propagation de la masse ralentit lors d'une érosion et augmente au fur et à mesure que l'aggradation se propage. Le profil convexe des courbes indique que la diminution de la vitesse de propagation des masses est très rapide lors d'une érosion (run 4) alors qu'à l'inverse, elle tend à augmenter avec la puissance hydraulique pour un régime en exhaussement (run 3).

Plus particulièrement, le run 3 est une longue aggradation, v_{propM} augmente peu au début du run par rapport à la puissance hydraulique, puis, s'accélère : les formes bougent plus rapidement. La rupture de pente formée par la vitesse de propagation des masses pour de faibles valeurs de puissance met en avant un seuil pour lequel le transport sédimentaire s'active, il correspond à une valeur de puissance hydraulique de $\Omega_3 = 4.5.10^{-2} \text{ W/m}$ à $t = 160h$.

Run 5 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Initialisation
Run 7 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement
Run 9 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement
Run 11 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement

Run 6 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 8 : $Q_l = 1.4l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 10 : $Q_l = 1.75l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion

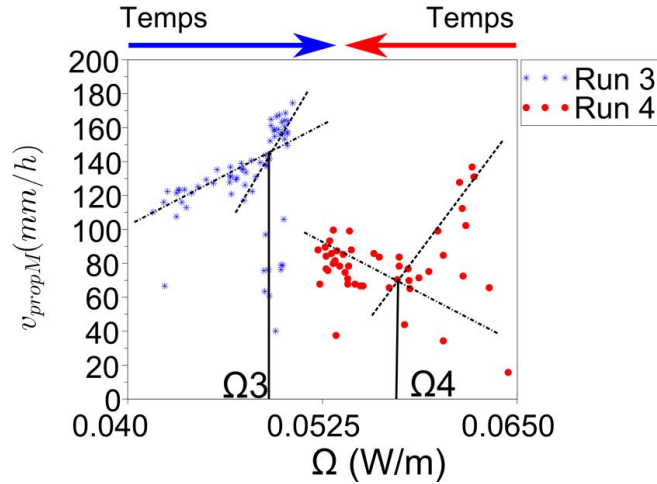


FIGURE 6.2 – La vitesse de propagation des masses (v_{propM}) en fonction la puissance (Ω). Les valeurs de Ω_3 et Ω_4 matérialisent une rupture de pente dans les deux signaux

Le run 4 est une érosion d'environ $100h$, v_{propM} diminue au début du run pour de fortes valeurs de puissance hydrauliques et atteint un plateau avec une diminution de cette puissance. Ce plateau correspond à une valeur de puissance hydraulique de $\Omega_4 = 5.5 \cdot 10^{-2} \text{ W/m}$ à $t = 320h$. La dynamique est inverse à celle de l'aggradation. La diminution rapide de la vitesse en érosion témoigne de la dispersion de la perturbation, elle est atténuée dans le temps. Cette diminution rapide se retrouve aussi dans le signal de transport solide en sortie : on a une enveloppe en décroissance logarithmique du signal après une érosion (surtout bien marquée pour le run 4, Fig. 5.9).

En résumé, la relation entre la vitesse de propagation des masses et la puissance hydraulique n'est pas constante dans le temps. Les plateaux et les incurvations des courbes soulignent deux temps caractéristiques : $t = 160h$ pour le run 3 et $t = 330h$ pour le run 4.

La vitesse de propagation de la perturbation La vitesse de propagation de la perturbation se calcule de la même façon que le vitesse de propagation des masses en considérant un profil en long de la soustraction de deux topographies. En faisant l'hypothèse que la perturbation se déplace conjointement au taux d'érosion ou de dépôt, on calcule cette vitesse selon le principe de l'équation 6.1, en utilisant un taux d'érosion/dépôt cumulé. Les calculs que nous avons menés fournissent un signal extrêmement bruité, dont aucune tendance ne peut être déduite. Cette grande variabilité du signal est due aux phénomènes de compensation entre les zones d'érosion et de dépôt. Un calcul en valeur absolue juggle ce problème mais ne permet pas tout de même de conclure efficacement.

6.1.1.2 Propagation des perturbations

Un temps particulier, $t=160h$ dans le run 3 Du paragraphe précédent, il ressort plusieurs éléments dont un changement de vitesse de la propagation des masses aux alentours de $t = 160h$, dans le run 3, et nous apportons une explication

potentielle à ce phénomène, déjà évoquée en filigrane dans ce manuscrit.

Un système en aggradation stocke des sédiments, en partant de l'amont. Nous

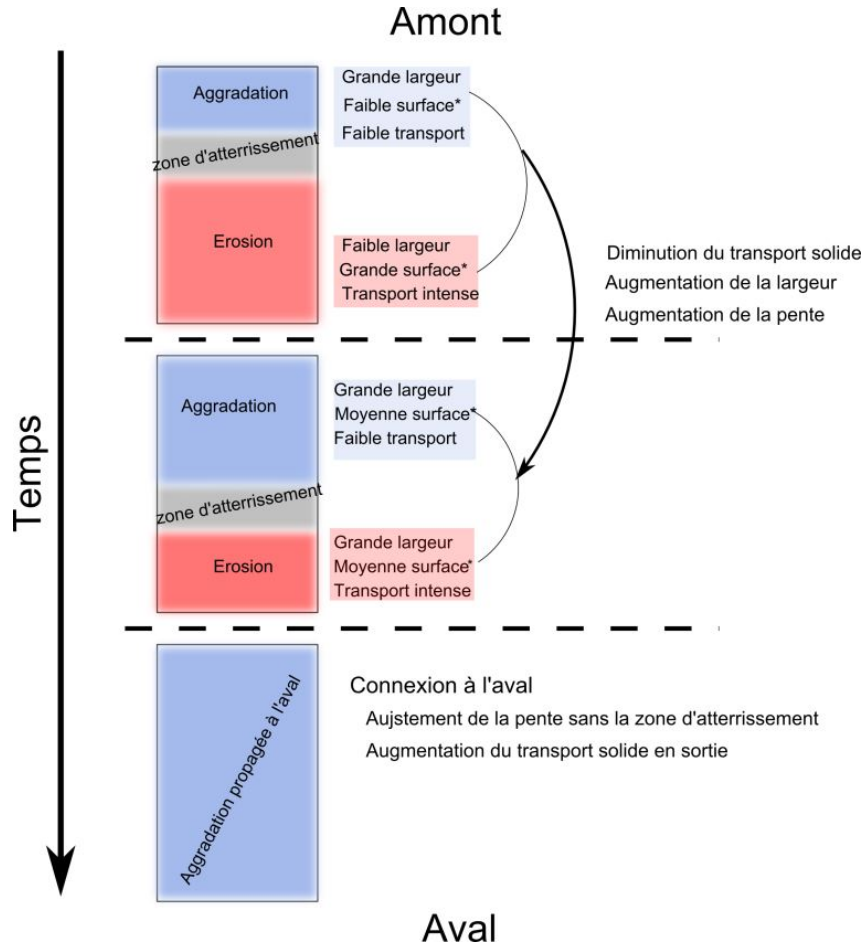


FIGURE 6.3 – Schématisation de la propagation de l'aggradation du run 3 et influence sur les paramètres de pente S , largeur LMA et transport solide Q_s . Sur le graphique, * : par rapport à la surface totale du canal

observons deux états qui provisoirement cohabitent dans le même modèle : une zone en aggradation à l'amont et une zone en érosion à l'aval. Les deux zones ont des caractéristiques différentes (Table 6.1).

	Aggradation	Érosion
Largeur active	+	-
Pente	+	-
Taux de transport solide	-	+
Proportion du canal	↗	↘

TABLE 6.1 – Caractéristiques des zones amont et aval des systèmes transitoires en aggradation

La zone d'aggradation que nous avons déjà évoquée se propage, jusqu'à atteindre l'aval (Fig. 6.3). Tant que cette zone n'a pas atteint l'aval, les sédiments sont sto-

Run 5 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Initialisation
Run 7 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement
Run 9 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement
Run 11 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement

Run 6 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 8 : $Q_l = 1.4l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 10 : $Q_l = 1.75l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion

ckés et ne se déplacent que sur de faibles distances sur la zone amont. L'aval a de moins en moins de ressources sédimentaires et une zone d'atterrissement constitue la zone tampon entre l'aggradation et l'érosion. La zone d'érosion, à l'aval, se fait petit à petit grignoter par l'aggradation de l'amont. La surface disponible à l'érosion progressivement diminue, le transport sédimentaire est de plus en plus faible. Cette zone d'aggradation est d'une grande largeur, et les changements sont diffus. Lorsque l'aggradation atteint l'aval du canal, la zone d'atterrissement a disparue, la pente moyenne du lit augmente : il y a connexion entre le transport solide et l'aval du canal, la quantité de sédiments en sortie du système augmente.

Le temps $t = 160h$ n'est pas quelconque, il correspond au changement d'incurvation de la courbe $v_{propM} = f(\Omega)$. Sur les autres signaux ce temps correspond à un changement de convexité de la donnée de volume (Fig. 6.4g), un changement de pente dans la donnée du BRI (Fig. 6.4e), le minimum du transport solide (Fig. 6.4c), le maximum de la convexité (Fig. 6.4f), un point d'inflexion de la courbe de la largeur morphologiquement active (Fig. 6.4d) : c'est l'arrivée de la vague d'aggradation à l'aval du canal.

Il aura fallu attendre 75 heures à partir du début du run 3 ($t_{debut\ run\ 3} = 85h$) pour que l'aggradation se propage à l'aval, soit une vitesse $V_{aggradation}$ de $\frac{4500}{75} = 60mm/h$ ¹.

Cette valeur est inférieure à celle que nous avons trouvée précédemment avec la translation des profils car sur cette période la vitesse de propagation varie entre $100mm/h$ et $150mm/h$. Cependant, cette vitesse est calculée sur l'ensemble du canal et pas seulement sur la partie en aggradation : elle prend en compte l'érosion à l'aval.

Un autre temps particulier, $t = 330h$ run 4 L'érosion comme l'aggradation est un phénomène transitoire qui se propage à partir de l'amont, et nous observons aussi un palier de vitesse v_{propM} associé à une diminution de la puissance hydraulique. Le temps $t = 330h$ du run 4 est aussi caractéristique, correspondant au maximum de la convexité (Fig. 6.6f), au maximum du BRI (Fig. 6.6e), au minimum de la pente (Fig. 6.6b), et à une stabilisation du volume (Fig. 6.6g). $t = 330h$ coïncide, pour une majeure partie des signaux, avec un point d'inflexion et à une stabilisation de tous les signaux. Ce temps correspond à la stabilisation du système (Fig. 6.5). Sur la figure 5.7, $t = 330h$ correspond à la dernière image, lorsque le motif de tressage est de nouveau bien visible.

Contrairement au système en aggradation (run 3), on ne peut pas séparer sur le canal deux états différents. Nous avons déjà mentionné que les profils en long ont très rapidement entièrement évolué (après 20h d'expérience). La modification rapide du système est telle qu'on n'observe pas aussi longtemps deux états coexistants au sein d'un même système.

Il aura fallu attendre 51 heures à partir du début du run 4 ($t_{debut\ run\ 4} = 279h$) pour que l'érosion se stabilise.

Nous venons de voir que pour le run 3, en aggradation, de cette expérience en granulométrie uniforme, la perturbation a atteint l'aval du canal, et que les signaux

1. On rattrape par ce biais la notion de vitesse de propagation que nous avons précédemment mise de côté.

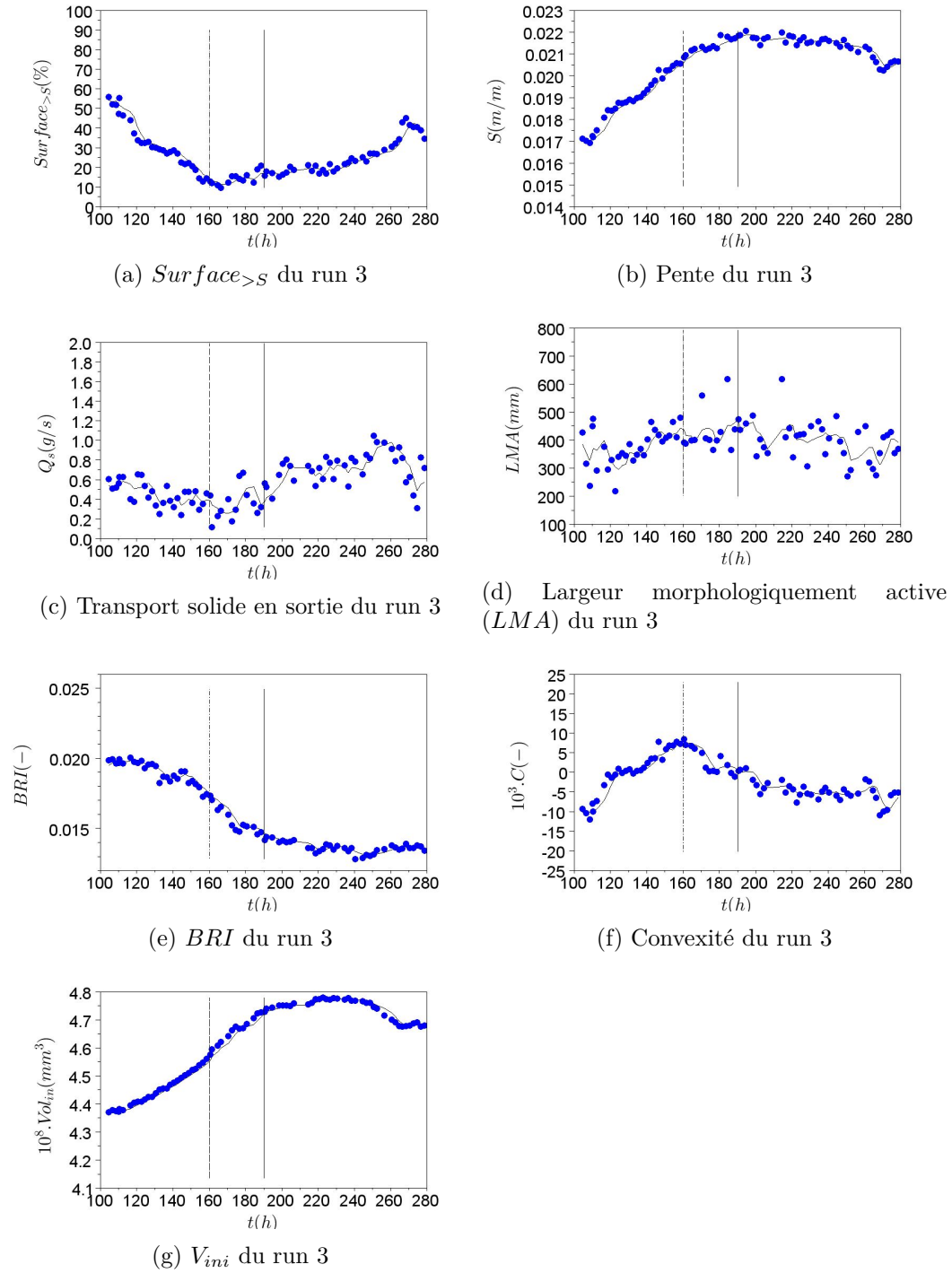


FIGURE 6.4 – Évolution du volume du lit, de la pente, du BRI , de la convexité, de la LMA , du transport solide en sortie et de la surface au dessus de la pente moyenne durant le run 3, en aggradation avec $t = 160h$ matérialisé par le trait en pointillés noirs. Le trait plein correspond à une stabilisation du signal de volume

Run 5 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Initialisation
 Run 7 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement
 Run 9 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement
 Run 11 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement

Run 6 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
 Run 8 : $Q_l = 1.4l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
 Run 10 : $Q_l = 1.75l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion

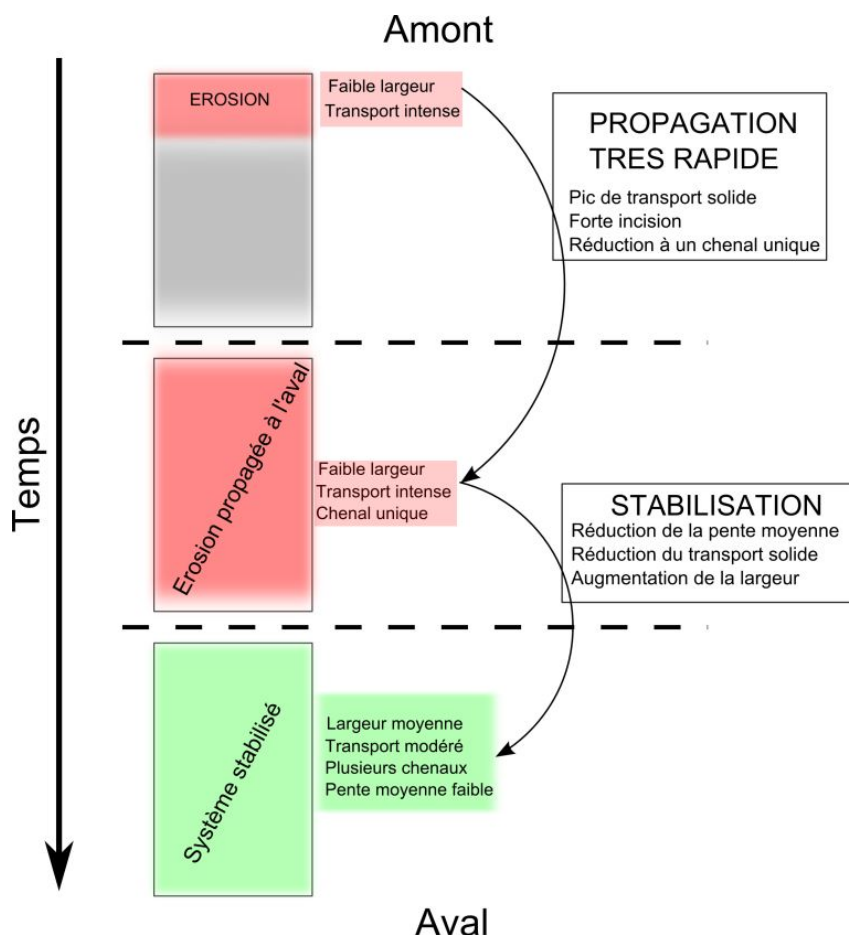


FIGURE 6.5 – Schématisation de la propagation/stabilisation de l'érosion du run 4 et influence sur les paramètres de pente S et transport solide Q_s

du run 4, en érosion, se sont stabilisés. Mais peut-on considérer cet état comme à l'équilibre ?

6.1.1.3 De la propagation à la stabilisation

Les variations que nous avons étudiées au chapitre 5 caractérisent un état transitoire, et la partie précédente suggère la mise à l'équilibre du système.

La notion d'équilibre comme nous avons pu le voir est délicate du fait des multiples chenaux et de la grande variabilité spatiale des différentes caractéristiques du système telles que la profondeur d'eau, la pente locale, la direction de l'écoulement. De plus, la forme complexe de ces systèmes influence fortement le transport solide en sortie et ce dernier ne constitue plus dès lors un indice fiable d'équilibre.

Considérons une définition simple de l'équilibre : tout ce qui rentre dans un système à l'équilibre en sort, et nous pouvons considérer que le bilan de masse est constant. Reprenons donc l'évolution temporelle du volume du lit, que ce soit par un calcul direct avec la topographie ou avec les données d'entrée/sortie des sédiments.

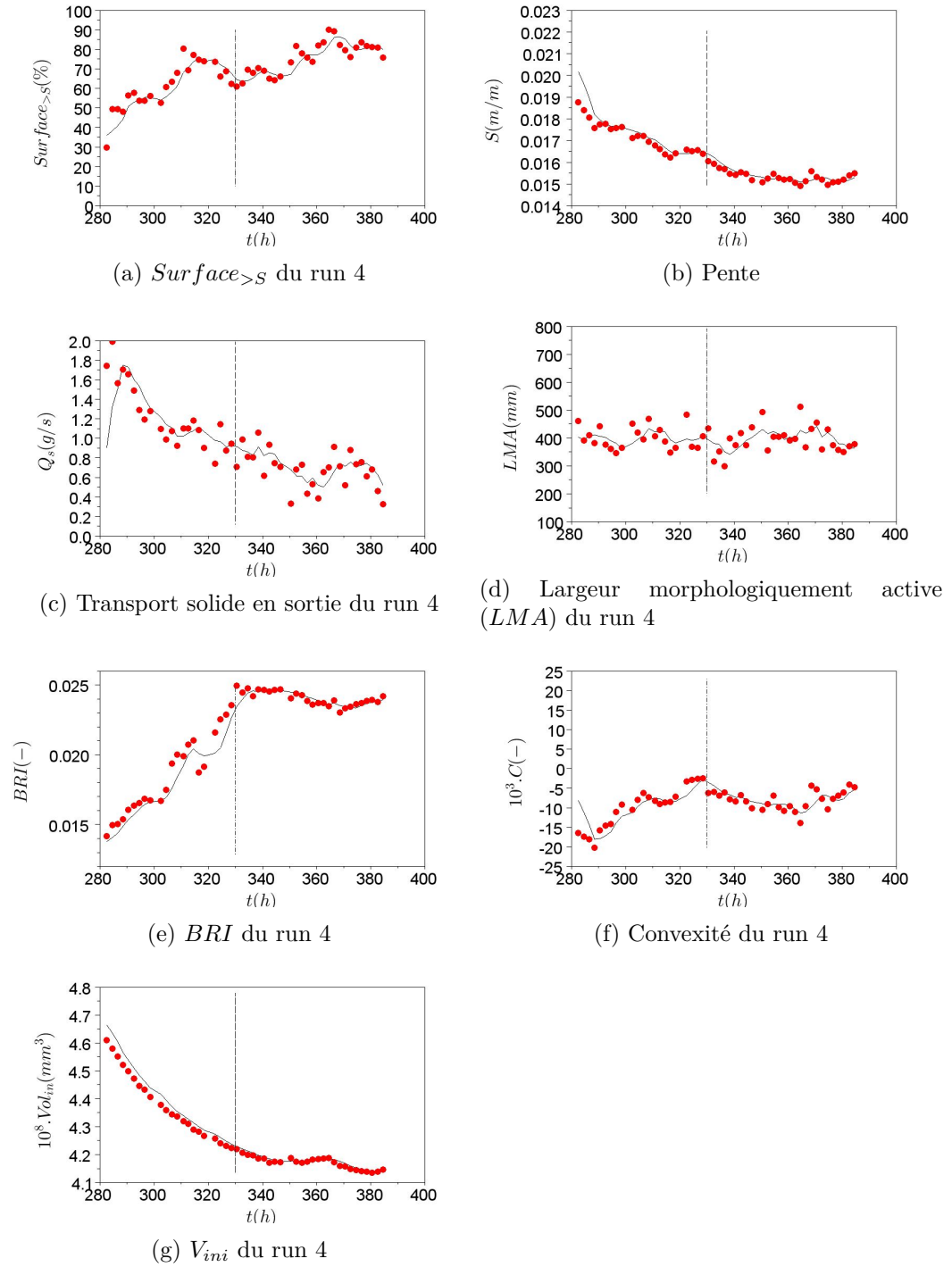


FIGURE 6.6 – Évolution du volume du lit, de la pente, du BRI , de la convexité, de la LMA , du transport solide en sortie et de la surface au dessus de la pente moyenne durant le run 4, en érosion avec $t = 330h$ matérialisé par le trait en pointillés noirs

Run 5 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Initialisation
 Run 7 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement
 Run 9 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement
 Run 11 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement

Run 6 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
 Run 8 : $Q_l = 1.4l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
 Run 10 : $Q_l = 1.75l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion

La stabilisation du run 3, en aggradation Nous remarquons qu'à partir d'un moment, le signal du volume s'est stabilisé, représenté sur la figure 6.4g par un trait continu noir.

A partir de cet instant, il n'y a ni matière stockée ni matière déstockée, et on peut considérer que l'équilibre est atteint.

Ce point de stabilisation sur la donnée du volume intégré (Fig. 6.4g) est concordant avec une stabilisation des signaux du *BRI* (Fig. 6.4e) et de la convexité (Fig. 6.4f). La pente varie logiquement de la même façon que le volume (Fig. 6.4b).

Les variations observées dès lors que l'état d'équilibre est atteint témoignent du caractère oscillant de l'état d'équilibre. On retrouve la même notion d'équilibre dynamique : les fluctuations des paramètres se situent dans une gamme restreinte autour d'une valeur moyenne.

La durée de stabilisation du run 3 est de 120 heures.

La durée, entre le trait en pointillés et le trait plein, est une sorte d'oscillation libre du système. Bien que tout le système soit du point de vue du régime homogène, il reste des oscillations dans les signaux avant que le système ne se stabilise.

La stabilisation du run 4, en érosion Le temps particulier que nous avons repéré sur la courbe de la vitesse de propagation des masses en fonction de la puissance hydraulique correspond à une stabilisation du volume. Avec notre critère d'évaluation de l'équilibre par la donnée du volume, il s'agit donc de la mise à l'équilibre du système.

Cependant, la propagation de la perturbation que nous avons étudiée pour l'aggradation (run 3) n'est pas identifiable ici. La grande rapidité de l'évolution d'un système en érosion sous-entend que la durée propre de la propagation de la perturbation est très courte et non décelable par notre méthode. Il est donc impossible de distinguer un état de transit pour lequel la perturbation n'est localisée que sur une partie du canal (Fig. 6.5).

Passé la mise à l'équilibre, les fluctuations des principaux signaux restent tout de même importantes, jusqu'à 8% de la valeur minimale.

Dans ce chapitre, nous avons mis en avant un état d'équilibre. Pour l'aggradation du run 3, on observe un temps d'arrivée de la perturbation différent du temps que l'on considère comme le début de l'équilibre : le système est en oscillation libre. La modification de la vitesse de propagation des masses est signe dans le run d'érosion d'une mise à l'équilibre du système.

6.1.2 Stabilisation des run 6 et 9 de l'expérience en granulométrie étendue

6.1.2.1 Vitesse de déplacement des formes et vitesse de propagation de la perturbation : vers une stabilisation du système

Les vitesses de propagation des masses et de la perturbation sont calculées de la même façon que pour l'expérience en granulométrie uniforme.

Run 6, 8, 10, en érosion Les run 6 et 8 et dans une moindre mesure, le run 9, débutent par une brève augmentation rapide de la vitesse de propagation des masses

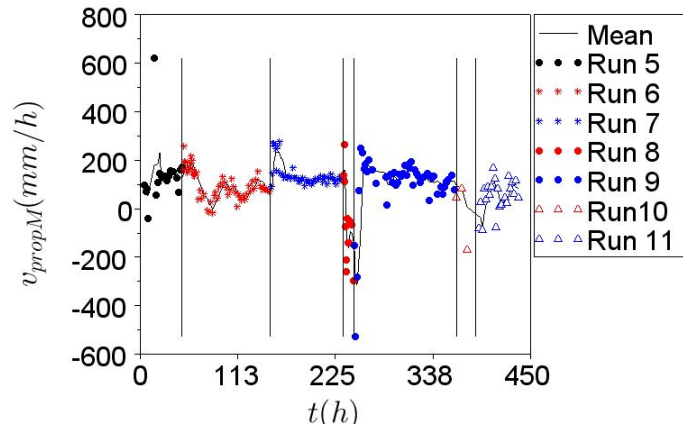


FIGURE 6.7 – Estimation des vitesses de déplacement des masses

(Fig.6.7) puis une décroissance moins soutenue. Ce phénomène n'est autre que l'expression de ce que nous avons pu observer : dans les premières heures (et même minutes) de ces expériences, l'écoulement réagit rapidement, après avoir couvert une large zone du canal, il se réduit à un seul chenal, très actif morphologiquement.

Run 7, 9, 11, en aggradation Les systèmes en sous-alimentation (run 7 et 9) ne connaissent pas d'aussi grandes variations des vitesses. Bien que le signal soit bruité pour le run 9, il semble varier autour d'une valeur d'environ 100 mm/h.

Influence de la puissance hydraulique sur la vitesse de propagation Reprenons le raisonnement du chapitre 5.1.3.10 de la page 109 de l'expérience en granulométrie uniforme et intéressons-nous à l'évolution de la vitesse de propagation de la masse en fonction de la puissance hydraulique (Fig. 6.8) en ne considérant que les run 6 et 9, dont le volume semble se stabiliser.

Rappelons que lors du run 9, la puissance hydraulique croît dans le temps et qu'elle décroît lors du run 6. La dispersion des points est plus importante que celle de l'expérience en granulométrie uniforme, mais il se dégage plusieurs tendances : à partir d'une certaine valeur de puissance hydraulique, les variations de la vitesse de propagation sont plus restreintes. A chaque run, on peut associer une valeur de Ω (Ω_6 pour le run 6 et Ω_9 pour le run 9) à partir de laquelle les gammes de variation de la puissance hydraulique deviennent plus restreintes. A ces valeurs de Ω_6 et Ω_9 , on peut associer des temps t_6 et t_9 : $t_6 = 80h$ et $t_9 = 280h$.

6.1.2.2 Propagation des perturbations

Un temps particulier du run 6 : $t_6 = 80h$ La vitesse en fonction de la puissance hydraulique franchit pour ce temps un palier. Pour les temps supérieurs à cette valeur, la vitesse de propagation est bornée, et évolue dans une gamme plus restreinte. Sur les autres signaux, à partir de ce temps, la pente S , la largeur LMA , le BRI et le volume V_{in} se stabilisent (Fig. 6.9). Par le même raisonnement que pour l'érosion du run précédent, on conclut que l'équilibre est atteint.

Il aura fallu attendre 32 heures à partir du début du run 6 ($t_{début\ run\ 6} = 48h$) pour que le système en érosion se stabilise.

Run 5 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Initialisation
Run 7 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement
Run 9 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement
Run 11 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement

Run 6 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 8 : $Q_l = 1.4l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 10 : $Q_l = 1.75l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion

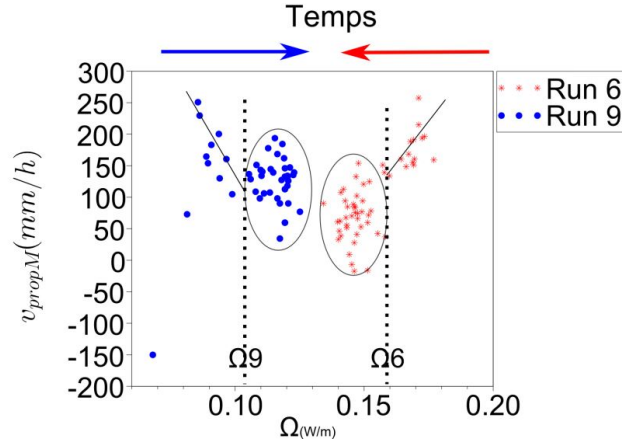


FIGURE 6.8 – Vitesse de propagation de la masse (v_{propM}) en fonction de la puissance hydraulique (Ω) pour les run 6 et 9. Les traits en pointillés démarquent les différents nuages de points

Un temps particulier du run 9 : $t_9 = 280h$ Intéressons nous à ce qui se passe à $t = 280h$ (Fig. 6.10). La figure 6.10c indique que c'est à partir de cet instant que le transport solide se réactive à l'aval. Avant cette période, le transport solide en sortie est nul.

Le signal du BRI à partir de $t = 280h$ marque un plateau (Fig. 6.10d), l'indice se stabilise très provisoirement.

D'après le raisonnement que nous avons mis en œuvre pour l'expérience précédente, $t = 280h$ correspond à l'arrivée de la zone d'aggradation à l'aval du canal. Il aura fallu attendre 33 heures à partir du début du run 9 ($t_{début\ run\ 9} = 247h$) pour que l'aggradation se propage à l'aval, soit une vitesse $V_{érosion}$ de $\frac{4500}{33} = 136.36\ mm/h$.

Contrairement au run d'érosion précédent (run 6), et en accord avec le run 3 d'aggradation de l'expérience précédente, l'arrivée du front d'aggradation à l'aval ne correspond pas dans ce cas, à une stabilisation généralisée du système. Les paramètres (pente, largeur, etc ...) continuent d'évoluer.

6.1.2.3 De la perturbation à la stabilisation

L'équilibre du run 6 étant déjà traité, intéressons-nous à la stabilisation du run 9.

Les figures 6.10 qui représentent le temps $t = 280h$ du run 9, en sous alimentation solide, n'indiquent pas la même tendance : la pente, le volume et le BRI continuent à augmenter, les signaux ne sont pas stables. Il faut attendre $t = 320h$ pour atteindre cette stabilité. La propagation de l'onde sédimentaire du régime en aggradation n'est pas simultanée à la mise à l'équilibre du système.

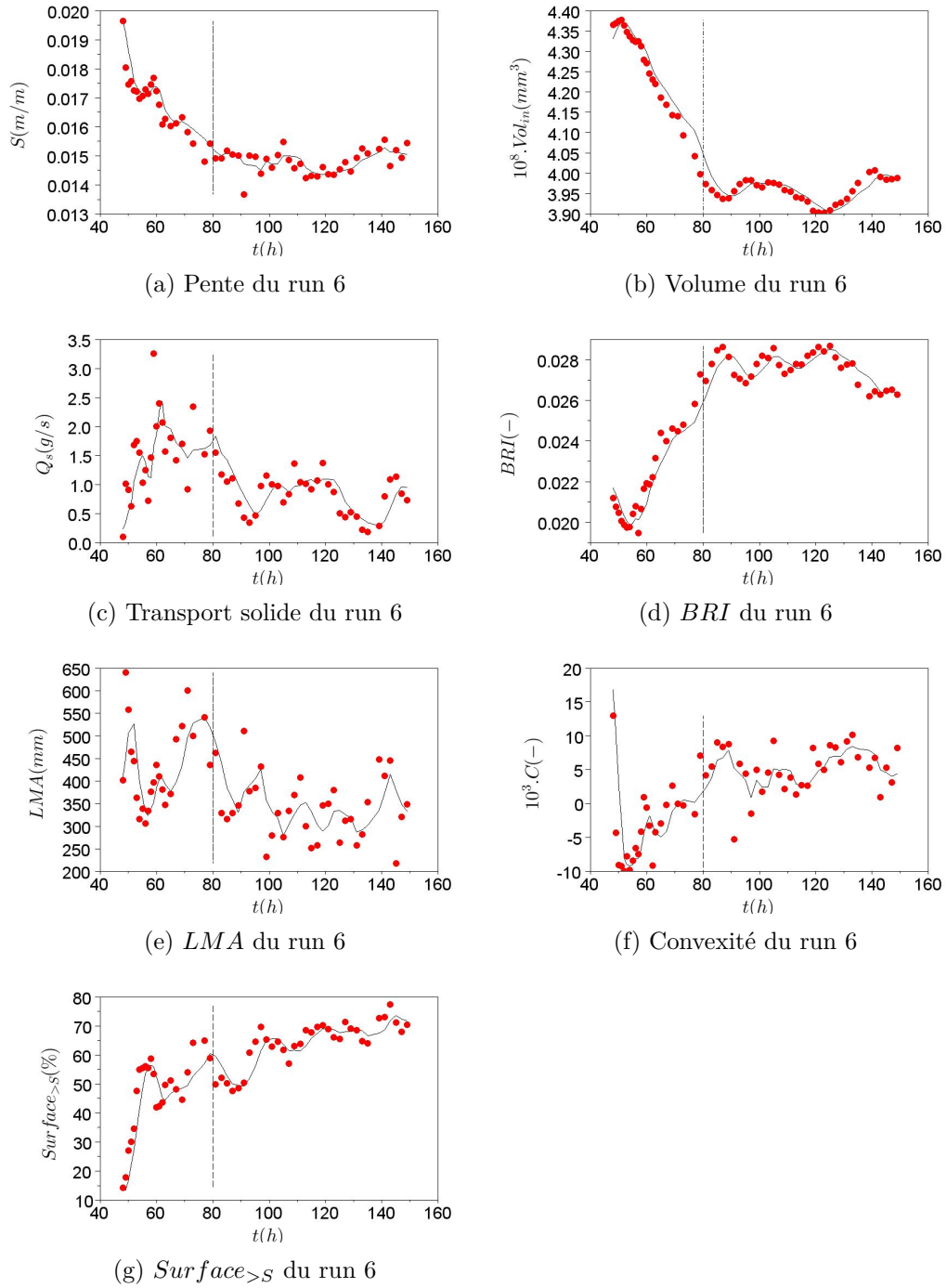


FIGURE 6.9 – Évolution du volume du lit, de la pente, du BRI , de la convexité, de la LMA , du transport solide en sortie et de la surface au dessus de la pente moyenne durant le run 6, en érosion avec $t = 80h$ matérialisé par le trait en pointillés noirs

Run 5 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Initialisation
 Run 7 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement
 Run 9 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement
 Run 11 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement

Run 6 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
 Run 8 : $Q_l = 1.4l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
 Run 10 : $Q_l = 1.75l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion

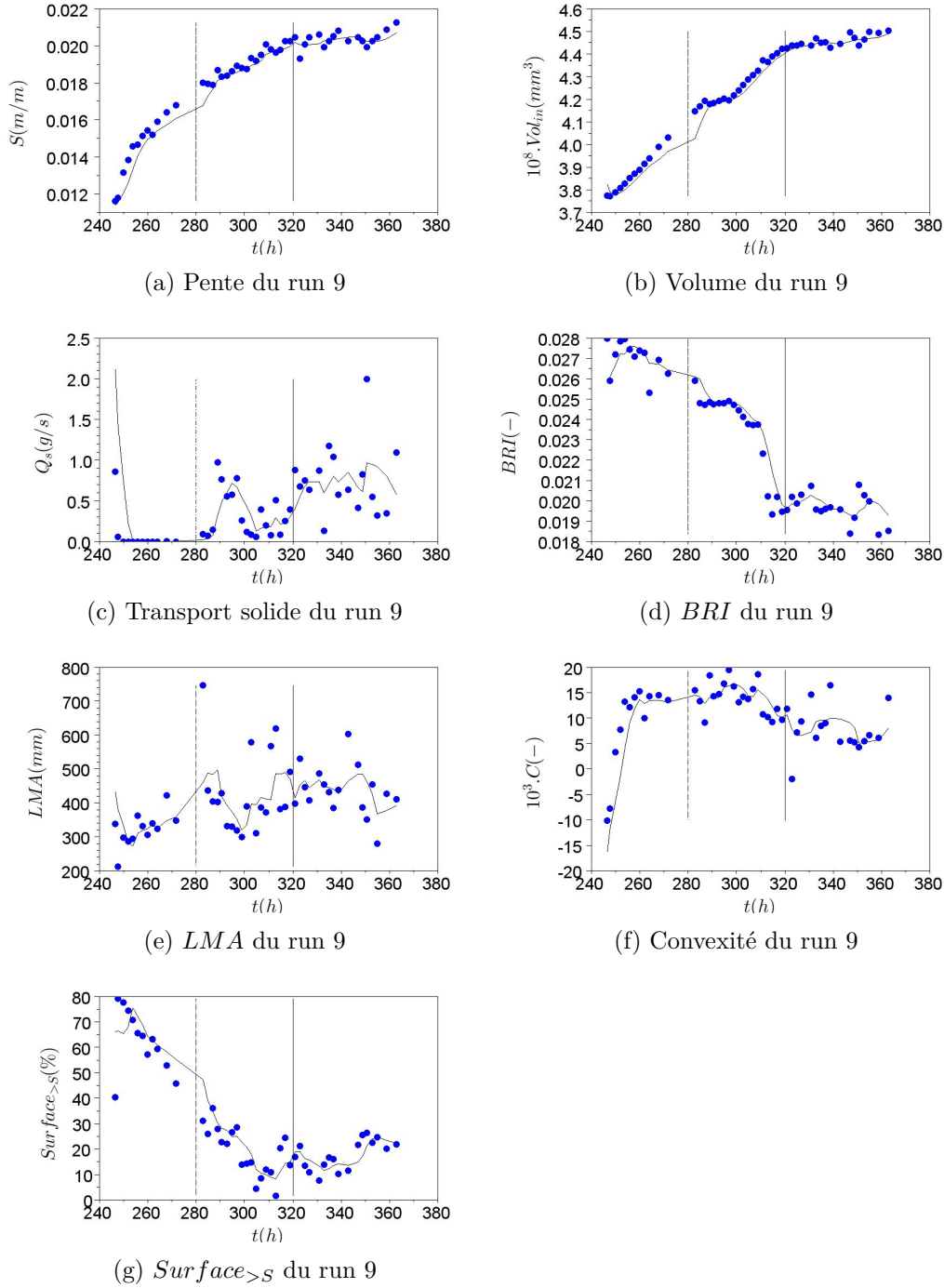


FIGURE 6.10 – Évolution du volume du lit, de la pente, du BRI , de la convexité, de la LMA , du transport solide et de la surface au dessus de la pente moyenne durant le run 9, en érosion avec $t = 280h$ matérialisé par le trait en pointillés noirs. Le trait noir continu correspond à la stabilisation du signal du volume

6.2 Caractérisation morphologique des régimes sédimentaires

Cette partie est centrée sur l'analyse des paramètres morphologiques de nos systèmes et nous nous sommes intéressés plus particulièrement à deux questions :

- Sur quel paramètre peut-on s'appuyer pour juger d'un état d'équilibre d'un système ?
- Peut-on connaître pour un état d'équilibre donné de quel régime il est issu ?
- Existe-il des paramètres indépendants des conditions hydrauliques caractéristiques d'un état d'érosion ou d'aggradation ?

6.2.1 Concaténation des résultats des deux expériences sur l'étude variationnelle des paramètres

Les modèles de tresses ont été élaborés dans le but d'étudier les différences morphologiques entre les régimes d'exhaussement et d'érosion, pour in fine, donner des indicateurs discriminants d'un régime en aggradation ou d'un régime en érosion.

La démarche d'isoler statistiquement différents régimes se heurte au caractère continu des modèles. Même s'ils subissent de grandes variations en peu de temps, la réaction des systèmes est continue : il n'y a pas de saut brusque, de variations binaires. Le transfert sédimentaire (quelle que soit sa forme), responsable de l'évolution de la morphologie, est continu. A l'inverse du terrain où de très forts événements peuvent produire des morphologies drastiquement différentes, l'histoire de notre lit est continue.

L'étude temporelle des différents paramètres se révèle en revanche intéressante. Les chapitres précédents ont exposé différents régimes au sein d'un même run : la propagation de l'onde de perturbation (l'état transitoire), la stabilisation et enfin l'équilibre. Préférons à l'étude binaire précédente une étude plus fine en précisant chaque régime en particulier (Table 6.2).

Les résultats présentés sur les variations du *BRI* abondent dans le sens des observations faites par Hoey et Sutherland (1991) : la transition d'un état d'équilibre à un état en aggradation provoque une diminution du *BRI* et contredisent ceux de Germanoski et Schumm (1993). Rappelons que la différence entre leurs résultats vient du fait que dans les expériences de Germanoski et Schumm (1993), les variations de régime ont intégralement remanié la section en travers, ce qui connote une discontinuité importante des signaux.

6.2.2 Répartition statistiques des variables morphologiques

Afin d'étudier une possible répartition statistique particulière des paramètres quelles que soient les conditions hydrauliques, intéressons nous aux graphiques 6.11 à 6.14, qui sont les diagrammes en boîte des différents paramètres. Pour rappel sur ce type de graphiques, le trait rouge symbolise la médiane de l'échantillon, les traits supérieurs et inférieurs de la boîte sont respectivement le dernier et le premier quartile, les traits horizontaux terminant les traits en pointillés sont les premiers et les neuvièmes déciles et enfin les points solitaires représentent les données atypiques de la distribution.

Run 5 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Initialisation
Run 7 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement
Run 9 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement
Run 11 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement

Run 6 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 8 : $Q_l = 1.4l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 10 : $Q_l = 1.75l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion

Variables	Régime	Vers aggradation	Vers érosion
S	Transitoire Stabilisation	$\nearrow$ $\nearrow$	$\searrow$ -
BRI	Transitoire Stabilisation	$\searrow$ $\searrow$	$\nearrow$ -
LMA	Transitoire Stabilisation	$\nearrow$ $\sim/\searrow$	- -
V_{in}	Transitoire Stabilisation	$\nearrow$ $\nearrow$	$\searrow$ -
C	Transitoire Stabilisation	$\nearrow$ $\searrow$	$\nearrow$
$Surface > S$	Transitoire Stabilisation	$\searrow$ $\nearrow$	$\nearrow$ -
Q_s	Transitoire Stabilisation	$\nearrow$ $\searrow$	$\nearrow$ -
- : NS	$\nearrow$: augmentation	$\searrow$: diminution	$\sim$: constant

TABLE 6.2 – Variation des différents paramètres morphologiques. L'état "transitoire" désigne la période du début du run à la propagation de la perturbation, et l'état "stabilisation" désigne la période entre l'instant où la perturbation s'est propagée et la mise à l'équilibre du système. Ce tableau regroupe les 11 run, en granulométrie uniforme et étendue. NS : la période de stabilisation définie comme étant la période entre l'arrivée de la perturbation à l'aval et la stabilisation d'un régime d'aggradation n'a pas pu être clairement identifié dans le cas d'un régime en érosion

Ainsi, dans le but de conclure sur une répartition statistique à l'équilibre, nous n'avons pas jugé pertinent de faire apparaître les régimes qui n'ont pas atteint un état d'équilibre (run 1, 2, 5, 7, 8, 10 et 11). Quant aux paramètres, nous ne présentons que ceux dont les boîtes présentent des gammes disjointes à l'équilibre.

Classiquement pour un même système, la pente d'un système issu d'une érosion est plus faible que celle d'un système issu d'une aggradation (Fig. 6.11). Pour autant, la valeur de pente est propre à un jeu de conditions d'alimentation. L'équilibre entre la pente d'énergie du système, le débit liquide, le débit solide et la granulométrie est conforme au principe de Lane. Les variations de ces paramètres induisent les différents régimes ; il est donc impossible de considérer la pente du système comme critère universel.

Le volume est étroitement lié à la pente, et on retrouve les mêmes conclusions : pour un même système le volume du lit d'un régime en érosion est plus faible que celui d'un régime en aggradation (Fig. 6.12). Là encore, une seule valeur ne permet pas de connaître le régime. Par exemple, un volume de lit de $4.2 \cdot 10^8 mm^3$ correspond tout aussi bien à l'érosion de la première expérience qu'en aggradation de la deuxième.

Nous venons de voir qu'il est difficile de considérer la pente et le volume du lit sédimentaire comme des indicateurs fiables d'un régime sédimentaire. Il en va de même du BRI (Fig. 6.13).

Les deux expériences de tresses se sont déroulées sur le même canal, donc de même largeur. Le problème de l'adimensionnalisation n'intervient pas ici. A l'équi-

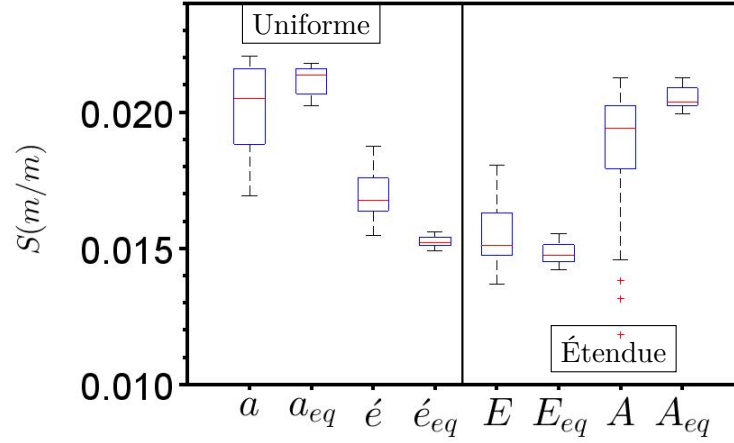


FIGURE 6.11 – Répartition statistique de la pente des run stabilisés pour les deux expériences. $\acute{e}$ =érosion (run 4) et a =aggradation (run 3) de l'expérience en granulométrie uniforme, E =érosion (run 6) et A =aggradation (run 9) de l'expérience en granulométrie étendue. Les diagrammes en boîte avec l'indice eq correspondent aux données après la stabilisation des systèmes

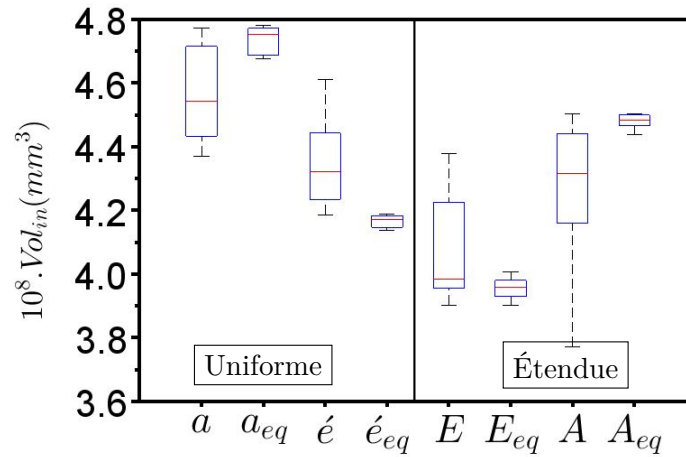


FIGURE 6.12 – Répartition statistique du volume du lit des run stabilisés pour les deux expériences. $\acute{e}$ =érosion (run 4) et a =aggradation (run 3) de l'expérience en granulométrie uniforme, E =érosion (run 6) et A =aggradation (run 9) de l'expérience en granulométrie étendue. Les diagrammes en boîte avec l'indice eq correspondent aux données après la stabilisation des systèmes

libre, les gammes de variations du BRI sont distinctes pour les deux systèmes (Table 6.3). La valeur du système à l'équilibre issu d'une érosion de l'expérience en granulométrie uniforme est plus proche de celle correspondant au régime en aggradation de l'expérience en granulométrie étendue (cellules en rouge dans la table 6.3). Cet exemple nous montre la dépendance de ce paramètre aux conditions particulières du système. Les valeurs numériques du BRI ne peuvent pas servir à dissocier deux régimes sur deux systèmes différents. Une généralisation du BRI comme critère fiable quelles que soient les conditions hydrauliques est ici, par ce simple exemple, mise en défaut.

Run 5 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Initialisation
Run 7 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement
Run 9 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement
Run 11 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement

Run 6 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 8 : $Q_l = 1.4l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 10 : $Q_l = 1.75l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion

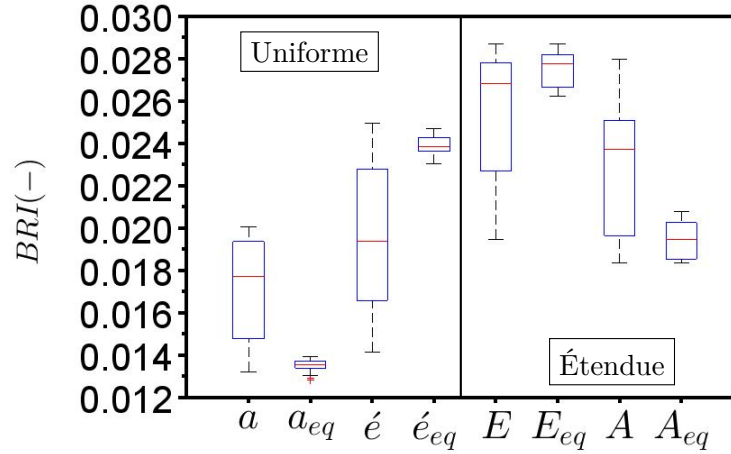


FIGURE 6.13 – Répartition statistique du BRI des run stabilisés pour les deux expériences. $\acute{e}$ =érosion (run 4) et a =aggradation (run 3) de l'expérience en granulométrie uniforme, E =érosion (run 6) et A =aggradation (run 9) de l'expérience en granulométrie étendue. Les diagrammes en boîte avec l'indice eq correspondent aux données après la stabilisation des systèmes

BRI	Système A L'ÉQUILIBRE issu d'une aggradation	Système A L'ÉQUILIBRE issu d'une érosion
Uniforme	0.013	0.024
Etendue	0.019	0.028

TABLE 6.3 – Valeur moyenne du BRI des systèmes à l'équilibre issus des différents régimes. En rouge : la valeur en érosion de l'expérience en granulométrie uniforme est plus proche de celle en aggradation en granulométrie étendue

On retrouve sur la figure 6.14 ce que l'on a déjà pu observer : les régimes d'érosion creusent des chenaux profonds faisant ressortir les formes. D'un côté, la pente moyenne diminue par l'incision des chenaux et d'un autre, des formes perchées apparaissent. Il est intéressant de noter que même après une érosion, quand tout le lit a été remanié, la surface du lit au-dessus de la pente moyenne est importante. Si l'on rapporte cette valeur au niveau des bancs, un système en érosion présente une grande surface au-dessus de la pente moyenne, les chenaux sont incisés et les bancs hauts. A l'inverse, un lit exhausé possède moins de bancs surélevés.

Pour une comparaison transversale de différents systèmes, un paramètre est intéressant : celui de la largeur au-dessus de la pente moyenne. Nous avons abordé ce paramètre comme étant un substitut d'une caractérisation morphologique individuelle des formes. Cette donnée n'est pas propre à un système, et on peut comparer deux systèmes différents sur la base de cet indicateur. Statistiquement, les diagrammes en boîtes sont utiles. Les deux boîtes n'ont pas de points communs. Un système en érosion a plus de 70% de sa surface au-dessus de la pente moyenne et un système en aggradation à moins de 30% de surface au-dessus de la pente moyenne, et ce, quel que soit le modèle considéré.

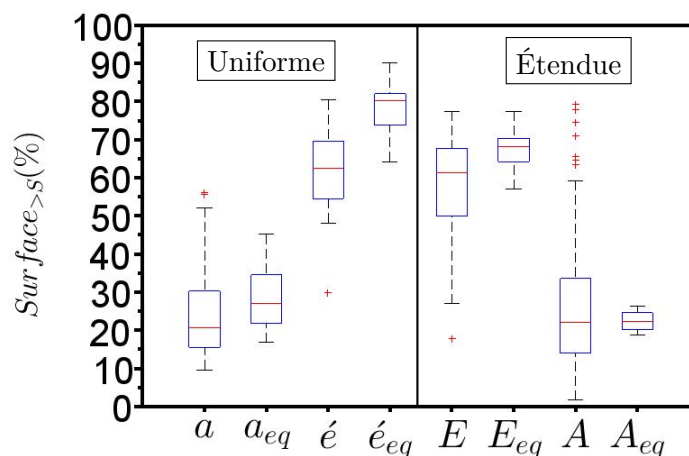


FIGURE 6.14 – Répartition statistique de la surface au-delà de la pente moyenne des run stabilisés pour les deux expériences. $\acute{e}$ =érosion (run 4) et a =aggradation (run 3) de l'expérience en granulométrie uniforme, E =érosion (run 6) et A =aggradation (run 9) de l'expérience en granulométrie étendue. Les diagrammes en boîte avec l'indice eq correspondent aux données après la stabilisation des systèmes

L'étude précédente des paramètres a mis en valeur deux types d'informations différentes que l'on peut extraire de nos données : une information de variation, et une information en valeur absolue. Comme nous l'avons vu, la pente, le volume et le BRI se rattachent à un système donné, en lien avec des conditions hydrauliques précises. Seule la donnée de la surface au-delà de la pente moyenne semble être déconnectée des particularités d'un système. Elle peut donc être potentiellement un bon candidat pour une caractérisation universelle du régime sédimentaire d'un système en tresses (Table 6.4). Mais une validation sur de nombreuses autres données de laboratoire et de terrain est obligatoire avant de conclure efficacement sur la pertinence de ce paramètre.

Paramètre	Étude d'un seul site	Étude comparative de plusieurs sites
Pente	Oui	Non
Volume	Oui	Non
BRI	Oui	Non
$Surface_{>S}$	Oui	Oui <i>A valider</i>

TABLE 6.4 – Application au terrain possible des paramètres étudiés

Run 5 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\acute{a}mont} = 0.76g/s$ Initialisation
 Run 7 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\acute{a}mont} = 0.76g/s$ Exhaussement
 Run 9 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\acute{a}mont} = 0.76g/s$ Exhaussement
 Run 11 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\acute{a}mont} = 0.76g/s$ Exhaussement

Run 6 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\acute{a}mont} = 0.76g/s$ Erosion
 Run 8 : $Q_l = 1.4l/s$ et $Q_{s\acute{a}mont} = 0.76g/s$ Erosion
 Run 10 : $Q_l = 1.75l/s$ et $Q_{s\acute{a}mont} = 0.76g/s$ Erosion

6.3 Transport solide et équilibre

L'intérêt de la modélisation physique du point de vue du transport solide est double. Non seulement le contrôle exact des paramètres d'entrée est un élément de base à la caractérisation hydraulique mais la connaissance précise de la masse sortante du canal fait toute la force de cette approche. Dans la littérature, de nombreuses formules de transport existent afin de prédire le transport solide à l'équilibre. Ces formules font intervenir le plus souvent la contrainte τ , le paramètre de Shields τ^* , la hauteur d'eau ou encore le débit.

L'application de ces formules à un contexte comme le nôtre soulève plusieurs questions :

- Quelle est la largeur effectivement utile au transport ?
- Quelle proportion du débit participe au transport ?
- Quelle est l'influence de la morphologie et de la variabilité des contraintes ?

6.3.1 Formules testées

Les formules suivantes ont été choisies car elle proviennent de données expérimentales. A l'exception de celle d'Ashmore (1988), l'écoulement est contraint, sans divagation latérale possible. Seule la formule d'Ashmore (1988) est typique des systèmes en tresses.

Meyer-Peter et Müller (1948) La célèbre formule de Meyer Peter Muller date de 1948, et s'appuie sur une base de données très conséquente. Cette formule à seuil lie le débit par unité de largeur au paramètre de Shields τ^* (Eq 6.2). C'est une formule qui a été élaborée avec un dispositif expérimental de 10 cm de large, en granulométrie uniforme.

$$q(m^3 s^{-1}/m) = 8\sqrt{g(s-1)D_{50}^3}(\tau^* - 0.047)^{\frac{3}{2}} \quad (6.2)$$

Ashmore (1988) La formule d'Ashmore (1988) a été conçue avec des données provenant d'un modèle expérimental de rivière en tresses. Il considère seulement les chenaux en eau avec une hauteur supérieure ou égale à 2 mm afin de ne prendre en compte que les chenaux actifs (Eq 6.3). La contrainte considérée est la contrainte moyenne.

$$q(m^3 s^{-1}/m) = 3.11\sqrt{g(s-1)D_{50}^3}(\tau^* - \tau_c^*)^{1.37} \quad (6.3)$$

Recking (2010) Cette formule a été élaborée à partir d'une grande base de données de laboratoire. Elle dissocie deux modes de transport avec un critère $\beta = 2.3S^{0.8}$ et une contrainte critique $\tau_c^* = 0.15S^{0.275}$.

$$q(m^3 s^{-1}/m) = \sqrt{g(s-1)D_{50}^3} 0.00005 \frac{\tau^{*12.9}}{\tau_c^*} \quad \text{si } \frac{\tau^*}{\tau_c^*} < \beta \quad (6.4)$$

$$q(m^3 s^{-1}/m) = \sqrt{g(s-1)D_{50}^3} 14\tau^{*2.5} \quad \text{sinon} \quad (6.5)$$

Parker (1990) Cette formule, comme les trois précédentes, a été élaborée à partir de données expérimentales. Le seuil critique de contrainte est de 0.0386.

$$q(m^3 s^{-1}/m) = 11.2 \sqrt{g(s-1)D_{50}^3} \frac{(\tau^* - 0.0386)^{4.5}}{\tau^{*3}} \quad (6.6)$$

Pour prédire le transport solide, deux approches existent : soit en considérant un débit solide unitaire à partir des contraintes moyennes soit en tenant compte de la variabilité spatiale de la contrainte. Nous aborderons dans la suite les deux approches.

6.3.2 Test des formules avec des paramètres hydrauliques estimés

Nous avons abordé le problème de la caractérisation du débit sous deux angles différents : 1 - en évaluant à partir de la largeur morphologiquement active le débit qui transite et 2 - en considérant l'intégralité du débit. Ces deux approches présentent chacune des avantages et des inconvénients.

Par ailleurs, nous avons considéré le problème à l'envers : nous avons cherché à estimer la largeur nécessaire pour que les équations 6.2 à 6.6 prédisent correctement le transport solide.

Évaluation du débit qui transite Le principe de cette méthode est d'évaluer le débit à partir de la largeur morphologiquement active. Les hypothèses fortes n'ont pas permis d'aboutir à des résultats pleinement satisfaisants et sont consignées dans l'annexe B.

Intégralité du débit Ce système complexe de rivière en tresses présente une forte dispersion des données de hauteur et de contrainte ; seule une fraction finie du débit participe au transport. Considérer le débit total revient à faire l'hypothèse d'un écoulement spatialement uniforme.

Considérer l'intégralité du débit ne dispense pas de connaître la vitesse et l'écoulement pour en déduire la hauteur d'eau, nécessaire au calcul de la contrainte de fond. Pour cette approche, nous nous sommes servi des travaux de Rickenmann et Recking (2011) qui évaluent empiriquement la vitesse en fonction du débit par unité de largeur (Eq. 6.7), faisant intervenir le débit adimensionnel $q^{**} = \frac{Q}{\sqrt{gSD_{84}^3}}$.

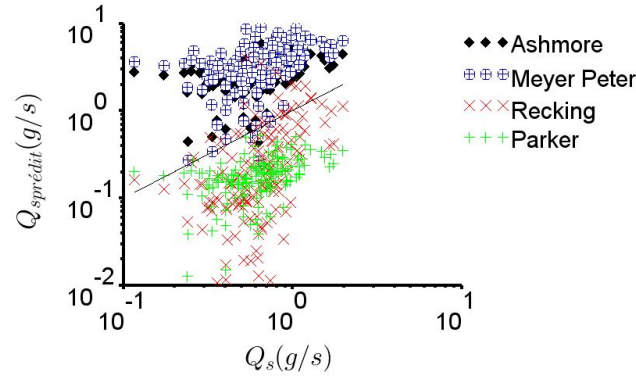
$$U^{**} = \frac{U}{\sqrt{gSD_{84}}} = 1.443 q^{**0.60} \left[1 + \left(\frac{q^{**}}{43.78} \right)^{0.8214} \right]^{-0.2435} \quad (6.7)$$

De cette équation, nous déduisons la hauteur et donc la contrainte de fond.

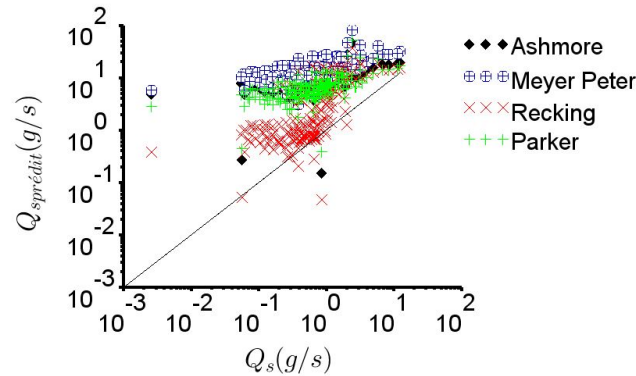
Le transport solide prédit par les différentes formules se trouve dans les figures 6.15. Les nuages de points ne sont pas centrés sur la première bissectrice (Fig. 6.15) pour les deux expériences. Alors que dans les deux cas, les formules de Ashmore (1988) et Meyer-Peter et Müller (1948) surestiment le transport solide, les formules de Parker (1990) et Recking (2010) le sous-estiment pour l'expérience en granulométrie uniforme et le surestiment en granulométrie étendue.

Run 5 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Initialisation
Run 7 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement
Run 9 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement
Run 11 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement

Run 6 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 8 : $Q_l = 1.4l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
Run 10 : $Q_l = 1.75l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion



(a) Granulométrie uniforme



(b) Granulométrie étendue

FIGURE 6.15 – Transport réel et prédit par les équations de transport solide de Ashmore, Parker, Recking et Meyer Peter en considérant le débit total

Estimation de la largeur de l'écoulement sachant le transport solide Les deux parties précédentes montrent la complexité d'obtenir par le biais d'hypothèses fortes, le transport solide en sortie en fonction des différents paramètres.

La donnée de largeur que nous possédons est celle de l'enveloppe de migration du chenal actif. Par définition, la largeur active est inférieure à la largeur morphologiquement active. Partant de cette constatation nous avons cherché à évaluer quelle serait la largeur de l'écoulement nécessaire pour que les formules de transport solide que nous utilisons prédisent correctement le débit solide mesuré.

On pose comme inconnue de notre système la largeur. La hauteur nécessaire dans chaque calcul est approximée grâce de la formulation de la vitesse de l'équation 6.7. Implicitement, nous faisons encore ici l'hypothèse que le transport solide provoque un changement morphologique (les chances qu'il n'y ait pas d'interaction avec la morphologie ou que ces interactions se compensent sont négligeables). On a donc là un argument rédhibitoire : si la largeur évaluée par les formules de transport solide est supérieure à la largeur morphologiquement active, la prédiction sera jugée comme fausse. Les figures 6.16a et 6.16b montrent que la majorité des points se situent au dessus de la première bissectrice. La seule exception est pour la formule de Recking

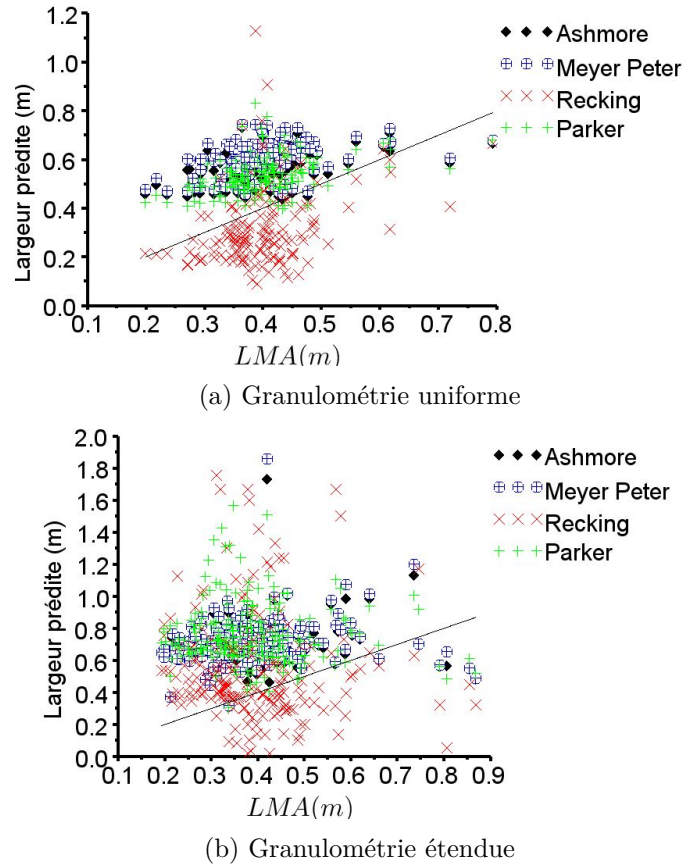


FIGURE 6.16 – Largeur réelle (LMA) et prédite (utile à l'écoulement) par les équations de transport solide de Ashmore, Parker, Recking et Meyer Peter

(2010) : le nuage de points est partiellement (Fig. 6.16b) ou majoritairement (Fig. 6.16a) sous la première bissectrice. Seule la formule de Recking (2010) présente des résultats qui semblent être cohérents avec nos données.

6.3.3 Prédiction du transport solide avec les paramètres hydrauliques mesurés

6.3.3.1 Présentation de nos données mesurées

Nous disposons de 17 jeux de données élaborés à partir des topographies en eau, les histogrammes de contrainte, hauteur d'eau, nombre de Froude, de Reynolds particulaire et de la largeur de l'écoulement se trouvent en annexe C.

L'équation 6.7 fournit une approximation de la hauteur d'eau et de la vitesse de l'écoulement. Avec nos données mesurées, nous pouvons étudier la correspondance des valeurs calculées par rapport aux distributions réelles (Fig. 6.17).

Les valeurs des hauteurs d'eau calculées par l'équation 6.7 sont dans la plupart des cas proches de la valeur dominante des distributions, plus faibles que la valeur moyenne et la médiane de la distribution. Les vitesses estimées sont d'environ $0.12m/s$. Les valeurs mesurées sont de l'ordre de $0.2m/s$, et ont été faites dans le chenal principal avec des hauteurs d'eau plus importantes que celle trouvées par

Run 5 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{samont} = 0.76g/s$ Initialisation
 Run 7 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{samont} = 0.76g/s$ Exhaussement
 Run 9 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{samont} = 0.76g/s$ Exhaussement
 Run 11 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{samont} = 0.76g/s$ Exhaussement

Run 6 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{samont} = 0.76g/s$ Erosion
 Run 8 : $Q_l = 1.4l/s$ et $Q_{samont} = 0.76g/s$ Erosion
 Run 10 : $Q_l = 1.75l/s$ et $Q_{samont} = 0.76g/s$ Erosion

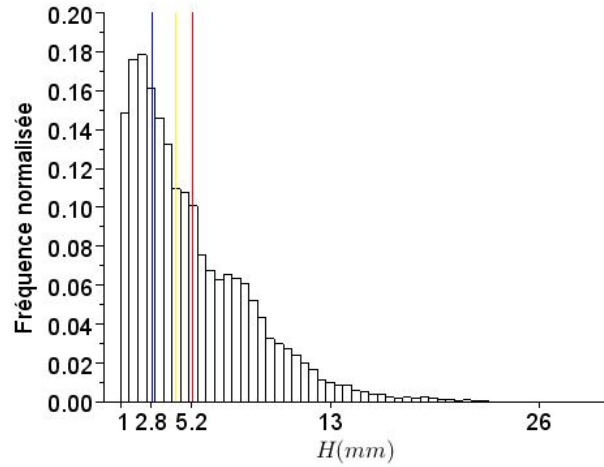


FIGURE 6.17 – Exemple de distribution : en bleu, la valeur de la hauteur calculée par l'équation 6.7, $h = 2.8mm$, en rouge la valeur moyenne de la distribution $h_{moyen} = 5.2mm$, et en jaune la médiane de la distribution $h_{median} = 4.8mm$

l'équation 6.7. La pente utilisée pour le calcul de la vitesse est la pente moyenne et non la pente locale.

Les valeurs que nous avons prises pour l'estimation des paramètres hydrauliques sont donc cohérentes avec les distributions réelles.

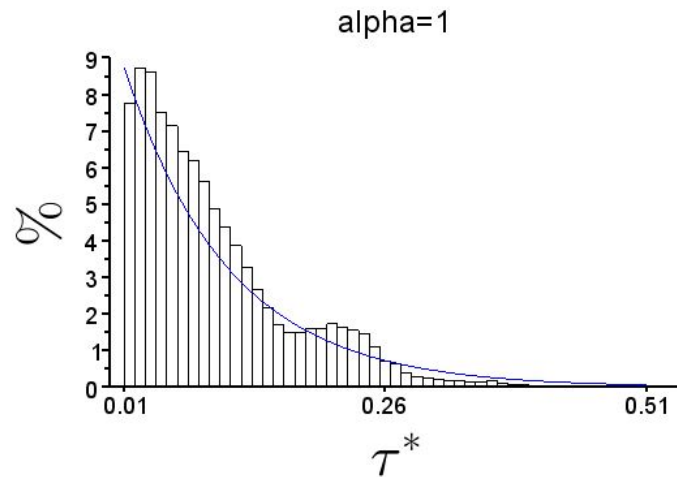
Bi-modalité Certaines distributions des hauteurs d'eau présentent une bi-modalité (voire même plus que deux modes), celles du run 4 et du run 8 (Fig 6.18). Les temps correspondant à ces distributions particulières sont relatifs à un lit où un chenal principal, unique, était incisé. Plus particulièrement, la bi-modalité rend compte de la forte érosion du lit qui s'est produite à cet instant où l'écoulement ne s'était réduit qu'à un seul chenal, flanqué sur les rives du canal.

Des paramètres hydrauliques que nous avons extraits, nous estimons le transport solide avec les formules adéquates (Eq. 6.2 à 6.6).

6.3.3.2 Prédiction en valeurs moyennes

La hauteur d'eau et la largeur utilisées dans les équations 6.2 à 6.6 sont les paramètres moyens de nos distributions (Table 6.19, s'efface ici la notion de largeur active).

Les nuages de points (Fig. 6.19) sont répartis autour de la première bissectrice. Les étendues de ces nuages de points sont dans les mêmes gammes que celles correspondant à la prédiction du transport en considérant l'intégralité du débit. Pour les deux expériences, les formules de Parker et Recking sous-estiment le transport solide, la formule d'Ashmore le surestime ainsi que celle de Meyer-Peter. Notons la plus grande dispersion du nuage de points pour la granulométrie étendue (Fig. 6.19b).



(a) Distribution bi-modale



(b) Configuration de l'écoulement correspondant à une distribution bi-modale

FIGURE 6.18 – Bi modalité des distributions de contrainte

La prédiction de transport solide avec l'approximation de la hauteur par l'équation 6.7 globalement surestime le transport solide. La prédiction de transport solide en utilisant la hauteur moyenne fourni de meilleurs résultats alors que la hauteur moyenne est supérieure à la hauteur prédite par l'équation 6.7. La différence entre ces deux résultats s'explique par la prise en compte de la largeur. Le premier calcul utilise la largeur totale alors que le calcul avec la hauteur moyenne intègre la largeur réelle de l'écoulement (entre 0.267 m et 0.431 m en moyenne).

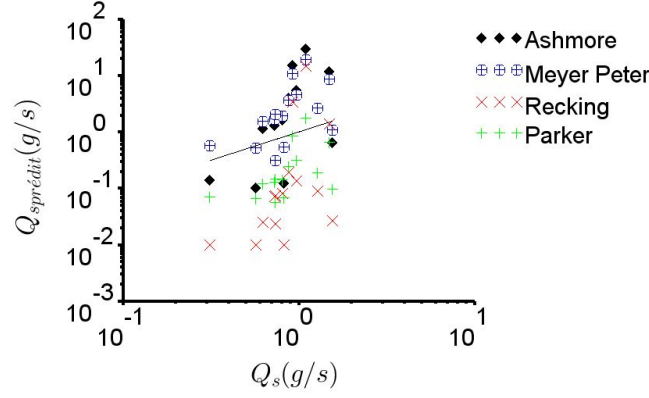
Les rivières en tresses présentent une large variabilité dans leurs paramètres hydrauliques. La prise en compte des valeurs moyennes de l'écoulement est une source d'erreur non négligeable sur la prédiction du transport solide (Paola, 1996; Nicholas, 2000; Ferguson, 2003; Bertoldi *et al.*, 2009a; Recking, 2013). A l'instar des travaux présentés, tâchons de prendre en compte la variabilité spatiale en utilisant des distributions de hauteurs.

6.3.3.3 Prise en compte de la variabilité spatiale des paramètres hydrauliques

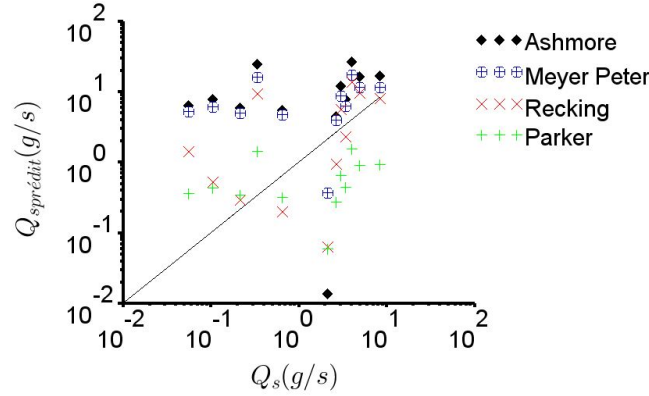
6.3.3.3.1 Distribution des contraintes Différents auteurs proposent d'ajuster une loi Gamma sur les données de hauteurs ou de contraintes des rivières en tresses

Run 5 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Initialisation
 Run 7 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement
 Run 9 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement
 Run 11 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement

Run 6 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
 Run 8 : $Q_l = 1.4l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
 Run 10 : $Q_l = 1.75l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion



(a) Granulométrie uniforme



(b) Granulométrie étendue

FIGURE 6.19 – Transport solide effectif Q_s et transport solide prédit $Q_{sprédit}$ avec utilisation de la contrainte moyenne

(Bertoldi *et al.*, 2009a; Paola, 1996; Nicholas, 2000; Recking, 2013). α est le paramètre de forme de la distribution, $\hat{H} = \frac{1}{\mathcal{A}_{eau}} \int H d\mathcal{A}_{eau}$, et $\Gamma : z \mapsto \int_0^{+\infty} t^{z-1} e^{-t} dt$.

$$p(\hat{H}) = \frac{\alpha^\alpha \hat{H}^{\alpha-1} e^{-\alpha \hat{H}}}{\Gamma(\alpha)} \quad (6.8)$$

Le coefficient α est le paramètre d'ajustement de cette loi. Plus α est grand, plus la distribution est symétrique, centrée en 1 (Fig. 6.20). Ce coefficient dépend de la forme du chenal en eau; un chenal morphologiquement très hétérogène est associé à un coefficient proche de 1, et à l'inverse, une section d'écoulement constante correspond à un coefficient $\alpha \rightarrow \infty$.

L'ajustement du coefficient α sur nos mesures s'est fait dans l'esprit du test du χ^2 . Ce test rend compte de l'écart de la distribution par rapport à la loi Gamma proposée, $\beta = \sum \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$, avec O_i les valeurs mesurées et E_i les valeurs correspondantes de la loi de distribution. On a cherché la valeur du coefficient α pour laquelle la valeur du β est minimale. La moyenne des valeurs du coefficient α est de 1.7 pour l'expérience en granulométrie uniforme, contre 0.7 pour l'expérience en granulométrie étendue (Fig. 6.21).

Nicholas (2000) a mis en évidence que ce coefficient α dépend du débit. Plus le

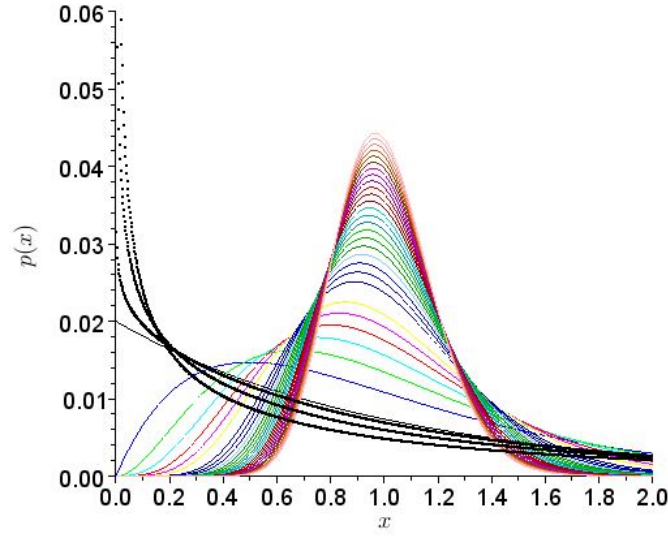


FIGURE 6.20 – Courbe représentative de la fonction $x \mapsto p(x)$, définie par l'équation 6.8 suivant différentes valeurs du coefficient α , de $\alpha = 1$ (courbe noire) à $\alpha = 30$ (courbe saumon). Les courbes discontinues correspondent à des valeurs de $\alpha < 1$

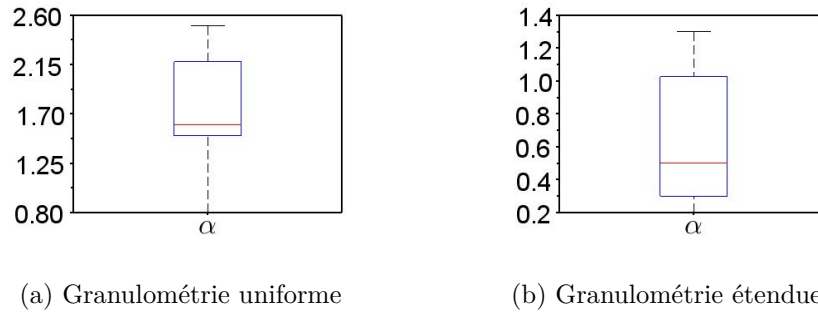


FIGURE 6.21 – Ajustement du coefficient α sur les distributions de contrainte dans l'esprit du test du χ^2

débit est important, plus le coefficient est grand et peut atteindre des valeurs de 25. Mais, généralement, l'intervalle des valeurs de α pour les rivières en tresses se situe entre 1 et 5 selon Bertoldi *et al.* (2009a), Nicholas (2000) propose une gamme plus restreinte, entre 1 et 4. Nos valeurs pour ces distributions de l'expérience en granulométrie uniforme concordent avec leurs expériences. En revanche, l'expérience en granulométrie étendue connaît des valeurs plus faibles. La variabilité des valeurs de α peut s'expliquer en deux points : la différence de calcul du coefficient α selon les auteurs, certain le calculent avec des hauteurs, des contraintes, ou du transport solide (Bertoldi *et al.*, 2009a; Nicholas, 2000). L'intensité de tressage et la taille de grains influencent aussi les valeurs du coefficient α (Paola, 1996). Nos expériences ne présentent pas de grandes gammes de variations de l'intensité de tressage, le nombre de chenaux actifs restant constant. En revanche, le rapport $\frac{D_{85}}{D_{50}}$ est de 1.14 pour notre première expérience et de 1.42 pour la seconde, ceci peut expliquer cette différence de coefficient. De plus, la forme de la distribution dépend très fortement

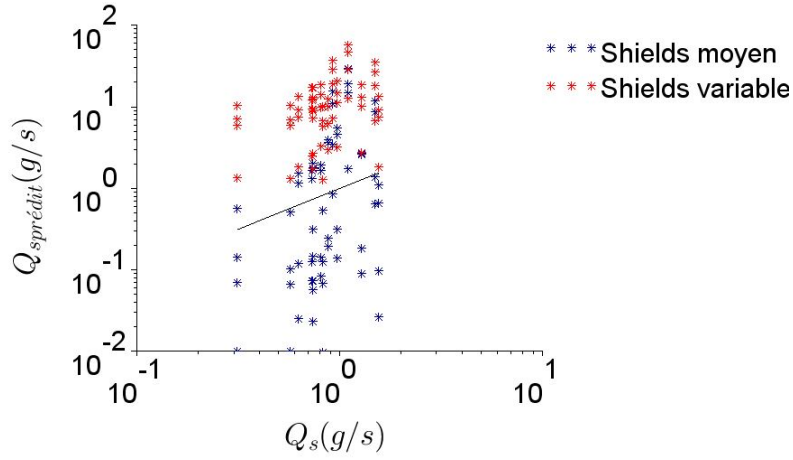
Run 5 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Initialisation
 Run 7 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement
 Run 9 : $Q_l = 0.6l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement
 Run 11 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Exhaussement

Run 6 : $Q_l = 1l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
 Run 8 : $Q_l = 1.4l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion
 Run 10 : $Q_l = 1.75l/s$ et $Q_{s\text{amont}} = 0.76g/s$ Erosion

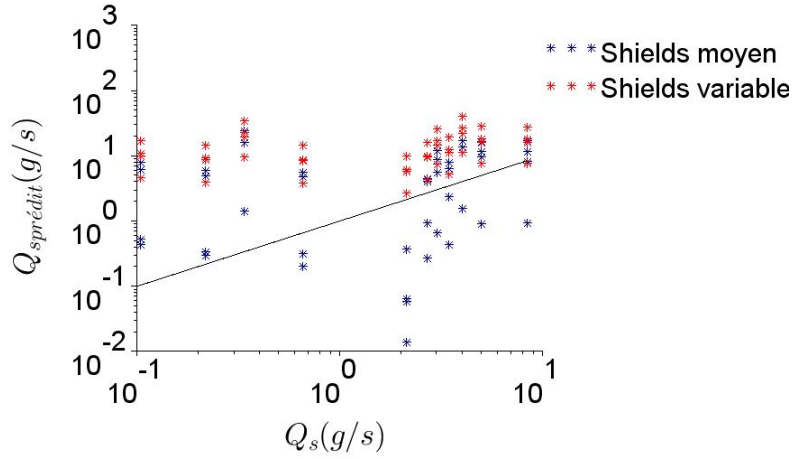
de la troncature que l'on réalise. Plus la troncature est grande, plus la forme de la distribution tend vers des valeurs de α faibles.

6.3.3.3.2 Estimation du transport solide avec prise en compte du champ de contraintes L'estimation du transport solide peut être ajustée en prenant, non plus des valeurs moyennées, mais les distributions des paramètres. Pour obtenir le transport solide total, on réalise la somme discrète en utilisant les distributions réelles de la contrainte (Eq. 6.9), avec $p(\tau^*_i)$ le poids de τ^*_i dans la distribution, $\sum p = 1$.

$$q_s = \sum p(\tau^*_i) q_s(\tau^*_i) \quad (6.9)$$



(a) Granulométrie uniforme



(b) Granulométrie étendue

FIGURE 6.22 – Comparaison du transport solide prédit par les équations 6.2 à 6.6 entre la prise en compte d'une contrainte moyenne d'une part et la variabilité de la contrainte d'autre part

Les résultats de la prédiction du transport solide par cette méthode sont présentés en figure (Fig. 6.22). Nous n'avons pas fait apparaître la distinction entre les

différentes formules testées. Les nuages de points sont similaires dans la forme mais ne se situent pas à la même place par rapport à la première bissectrice.

Afin de caractériser la justesse de la prédiction, considérons un "taux de réussite" défini par $t_q = \frac{Q_{s\text{prédit}}}{Q_{s\text{mesuré}}}$ pour chacune des approches.

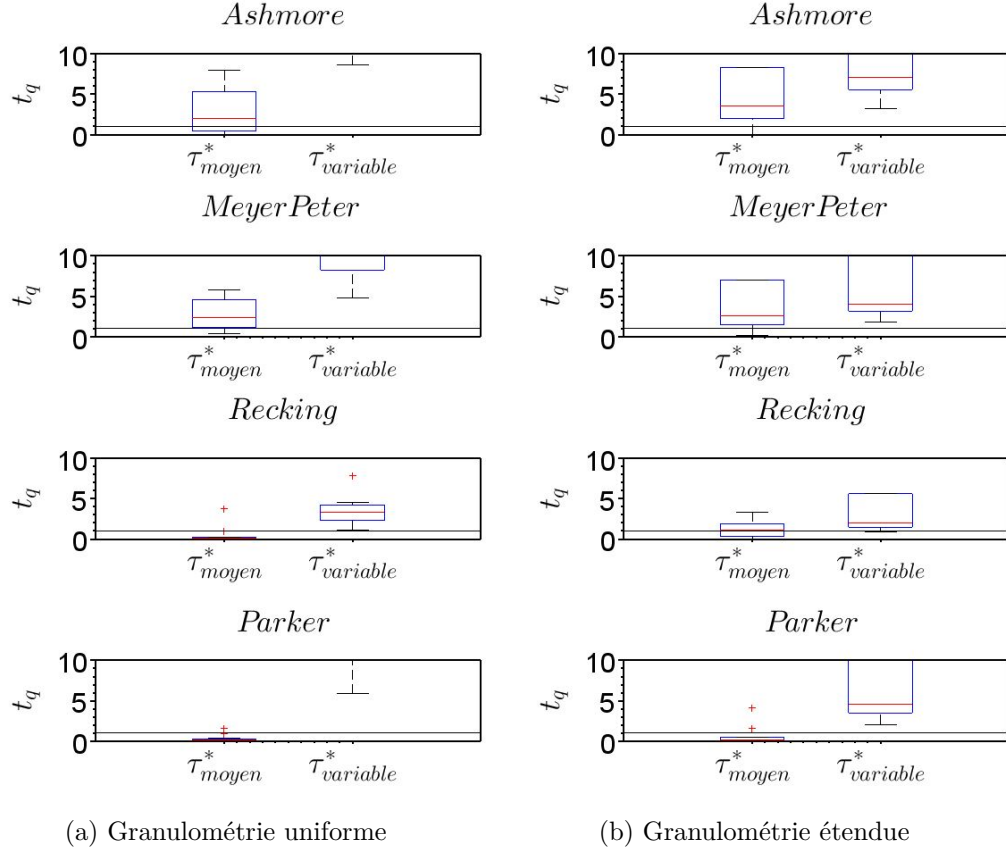


FIGURE 6.23 – Comparaison du "taux de réussite" (t_q) pour la prédiction du transport solide d'après les équations 6.2 à 6.6 avec la prise en compte de la variabilité spatiale ($\tau^*_{variable}$) ou non (τ^*_{moyen}), le trait a un taux de 1

Sur les graphes de la figure 6.23, les diagrammes en boîtes correspondant aux formules de Parker et Recking montrent que ces formules sous estiment le transport solide calculé avec des valeurs hydrauliques moyennes. En revanche, avec la prise en compte de la variabilité spatiale des paramètres, le transport prédit est supérieur au transport réel. Pour les formules de Meyer-Peter et d'Ashmore, dans les deux cas (contrainte constante ou variable) le transport solide est surestimé. Bien que les valeurs ne correspondent pas nécessairement mieux avec les valeurs mesurées, nos résultats sont conformes à ceux de la littérature : la valeur du transport solide prédit avec la prise en compte de la variabilité spatiale des paramètres est supérieure au transport solide prédit avec la contrainte moyenne.

Qualification de la part des distributions qui participe au transport sédimentaire Des distributions de paramètres de Shields, nous pouvons estimer la proportion de la contrainte totale qui agit dans le transport sédimentaire. Pour cela, fixons nous une contrainte seuil : $\tau^*_c = 0.047$, et nous nous intéressons au pourcentage que représente $\tau^* > \tau^*_c$, pour chaque distribution réelle. La valeur de

contrainte critique correspond au $63^{ieme} \pm 5$ centile pour notre première expérience et de $50^{ieme} \pm 1$ centile pour la seconde. Bertoldi *et al.* (2009a) propose une part relative dans la distribution de 20%. La prise en compte de la distribution réelle ou modélisée n'a que peu d'influence sur la part de la contrainte réellement active dans le transport solide : les moyennes passent de 63% à 65% et de 50% à 51%.

Le calcul de la proportion de contrainte au dessus de la contrainte limite est entièrement assujéti aux choix de la troncature de la distribution. Nos distributions sont tronquées considérant le seuil de détection d'une lame d'eau et la précision de la mesure. En considérant la valeur proposée par Bertoldi *et al.* (2009a), il semblerait que notre troncature soit importante, et plus particulièrement pour notre seconde expérience. Cette remarque va dans le sens de celle que nous avons déjà faite pour les valeurs du coefficient α . Les faibles valeurs de ce coefficient et la faible valeur de la part de la distribution qui intervient dans le transport solide vient de notre troncature pour notre seconde expérience. Néanmoins, de cette constatation, il est utile de retenir qu'une seule partie de la distribution est active dans le transport solide.

6.3.4 Difficulté de la modélisation du transport solide

Nos résultats de la prédiction du transport solide à l'équilibre mettent en avant une très grande variabilité dans la prédiction. Le transport solide prédit peut s'éloigner de la valeur réelle du transport de 2 ordres de grandeurs. La prédiction du transport solide n'est donc pas un exercice facile. De nombreux phénomènes participent au transport solide et rendent la prédiction délicate.

1. Premièrement, même dans des conditions permanentes, le transport solide peut varier d'un facteur 1 à 10 (Young et Davies, 1991). Prédire avec justesse ce phénomène extrêmement variable demanderait un très grand nombre de paramètres d'ajustement.

2. Deuxièmement, en granulométrie étendue, la dynamique de pavage et dépavage complexifie la prédiction du transport. Le tri granulométrique, les effets de pavage, de sur-exposition, et de masquage introduisent des mécanismes supplémentaires aux actions propres de l'écoulement. Des erreurs dans la prédiction apparaissent inévitablement.

3. Troisièmement, comme nous l'avons observé dans les trois expériences, la présence de nombreuses formes déconnecte le transport solide de l'aval du canal. La tête des bancs joue le rôle de zones massives de dépôt. Le rôle des mouilles est primordial dans la dynamique sédimentaire. Comme nous l'avons déjà évoqué, le comportement de nature inertiel des sédiments à la sortie des mouilles met en avant un transport solide non plus fondé sur les conditions locales de l'écoulement mais bien sur la morphologie du lit. Tous les mécanismes qui sont reliés à l'interaction entre les sédiments et la morphologie ne sont pas pris en compte dans la prédiction du transport solide avec les formules de transport classiques. Il serait certainement très intéressant d'étudier la relation qui doit exister entre l'intensité de tressage et le taux de transport solide.

4. Quatrièmement, la prédiction du transport solide intègre le frottement de

l'écoulement sur le lit. Or le coefficient de frottement global, qui intervient dans la relation entre la vitesse et la hauteur d'eau de l'écoulement, ne dépend pas seulement de la rugosité du fond du lit. La rugosité de forme intervient et peut, dans le cas de certaines morphologies être non négligeable (par exemple dans les step-pool, cette morphologie en marche d'escalier que l'on rencontre dans les torrents à forte pente (Comiti *et al.*, 2009)). La morphologie des tresses n'est pas à ce point chahutée, et généralement, à l'échelle d'un chenal et dans la direction de l'écoulement, elle ne présente pas de discontinuités importantes. Tout de même, cette rugosité de forme intervient certainement sur nos écoulements.

Quelle qu'en soit la raison, le transport solide dans un écoulement peu contraint est complexe. Le transport solide est couramment utilisé afin de situer le système par rapport à son état d'équilibre. Le principe de Lane prédit une égalité entre l'entrée et la sortie d'un système à l'équilibre. Nos résultats montrent qu'il est très difficile de fonder la détermination de l'équilibre d'un système en tresses sur les résultats apportés par les formules que nous avons testées.

Chapitre 7

Conclusions et perspectives

7.1 Conclusions générales

Les objectifs de cette thèse peuvent se résumer sous la forme de questions :

- Quelle est la réponse du motif de tressage à différentes conditions hydrauliques et sédimentaires ?
- Peut-on trouver des indices morphologiques témoignant de l'équilibre d'un système ? Et peut-on connaître l'histoire du lit à partir de ces paramètres ?
- Quelle influence a le tri granulométrique sur l'évolution du motif de tressage ?
- Quelle est la validité des formules de transport usuelles dans un système en tresses ?

Pour apporter des éléments de réponses, nous avons construit différents modèles de systèmes morphologiques : un modèle de bancs alternés et deux modèles de systèmes en tresses.

La première expérience que nous avons menée sur des bancs alternés était inspirée des travaux de Lisle *et al.* (1991). De ses expériences, il a conclu à une relative stabilité des bancs sous l'action du tri granulométrique. Nos expériences, plus longues, avec sensiblement les mêmes conditions expérimentales, n'ont pas démontré une stabilisation des bancs mais au contraire des successions de cycles de pavage/dépavage, accompagnés de variations de la largeur de l'écoulement.

Dans la deuxième partie de ces travaux de thèse, nous avons étudié deux modèles de rivière en tresses, l'un en granulométrie uniforme et l'autre granulométrie étendue. Nous avons cherché, au travers de ces expériences, à voir quelle était la réaction du système face à un changement de conditions amont et quel était l'expression du tri granulométrique à la lumière des mécanismes observés sur les bancs alternés.

Les deux expériences ont démontré un temps de propagation de la perturbation d'amont en aval, dépendant du régime provoqué puis une stabilisation du système. Alors que la propagation d'une érosion est rapide, il faut plusieurs heures pour aboutir à la propagation d'une aggradation à l'ensemble du canal. Des 11 run que nous avons modélisés, seuls 4 ont atteint un état d'équilibre, 2 en aggradation et 2 en érosion.

Le fondement de la dynamique d'un système en tresses est l'alternance des zones de dépôt et d'érosion de sédiments, conditionnée par la migration du chenal principal. Bien que des mécanismes sédimentaires diffèrent selon la granulométrie, l'équilibre

érosion/dépôt se retrouve dans les deux expériences. De plus, nous avons retrouvé les mêmes mécanismes impliqués dans la migration du chenal principal dans l'expérience des bancs alternés et du modèle de système en tresses en granulométrie étendue.

Les principaux résultats de cette thèse peuvent se regrouper selon trois catégories : l'étude du comportement d'un système face à différents forçages amont, l'influence du tri granulométrique et enfin la prédiction du transport solide.

Déstabilisation d'un système et état d'équilibre

Plus particulièrement, nous nous sommes penchés sur les questions suivantes :

- Peut-on trouver des indices morphologiques témoignant de l'équilibre d'un système ?
- Peut-on connaître l'histoire du lit à partir de ces paramètres ?
- Quelle est la réponse du motif de tressage à différentes conditions hydrauliques et sédimentaires ?

L'étude temporelle d'un système peut se fonder sur une multitude de paramètres morphologiques dont leurs variations renseignent sur l'état sédimentaire. Pour ne prendre qu'un seul exemple, la pente augmente d'un système donnée en aggradation et diminue en érosion. Sur la base d'indicateurs simples, on peut savoir vers quelle tendance un système donné évolue. En revanche, pour une étude transversale entre différents sites, il faut réussir à cibler des indicateurs qui ne sont pas relatifs aux particularités du système. Dans notre cas de modélisation expérimentale, le paramètre ne doit dépendre que du régime associé (aggradation ou érosion) et non d'autres paramètres externes (débit liquide, solide, granulométrie...). Le seul candidat qui répond à ces critères est la surface au delà de la pente moyenne. Ce paramètre indépendant des conditions hydrauliques permet de dissocier, même à l'équilibre, un état d'érosion d'un état d'aggradation. Nous nous sommes intéressés à ce paramètre comme une alternative à la délimitation automatique des formes, méthode qui se heurte à différents problèmes inhérents à la définition, et à la morphologie intrinsèque des bancs. De surcroît, les formes que l'on trouve sur les rivières en tresses sont le résultat d'une combinaison d'une multitude de formes rendant le motif extrêmement complexe et la détection de contour impossible, ou peu reproductible.

Le tri granulométrique

- Quelle influence a le tri granulométrique dans un écoulement peu contraint ?

Le tri granulométrique en canal étroit est responsable de différentes textures de lit et de différents modes de transport. Ces différents mécanismes engendrent une grande variabilité temporelle du transport solide.

Au travers de nos expériences, nous avons observé que le tri granulométrique s'exprime aussi dans la morphologie. Tout l'abord, les mouilles participent activement au transport sédimentaire et provoquent la dissociation des trajectoires des sédiments fins et grossiers. Cette séparation des trajectoires est à l'origine des compositions hétérogènes des bancs : l'amont est pavé alors que l'aval ne l'est généralement pas.

Dans l'expérience des bancs alternés, le cycle de pavage/dépavage des bancs induit une variation de la largeur de l'écoulement. Ce lien entre la granulométrie et la largeur de l'écoulement n'a pas clairement été identifié dans les modèles de tresses.

En effet, les bancs alternés se trouvant dans un écoulement contraint par des parois, les possibilités de migration du chenal sont restreintes et les mécanismes de rupture de pavage sont prépondérants. Dans nos modèles de tresses l'écoulement possède les ressources nécessaires pour contourner les zones très fortement pavées, qui sont généralement détruites plutôt par érosion latérale de berges, ou par sur-verse de l'écoulement en phase d'aggradation.

La prédiction du transport solide

- Quelle est la validité des formules de transport usuelles dans un système en tresses ?

Les systèmes en tresses possèdent une grande variabilité morphologique mais aussi dans la répartition des contraintes et des hauteurs d'eau. Les formules de transport solide que nous avons testées ont été élaborées pour la plupart en canal étroit, où les écoulements étaient fortement contraints, sans possibilité de divaguer.

Nous avons adopté différentes démarches afin d'étudier l'adéquation des formules à nos données. La première approche a été de considérer tout le débit liquide, réparti uniformément sur une section. Cette approche pour nos deux modèles a donné des résultats qui surestimaient le transport solide. En considérant les distributions réelles des contraintes, la prédiction du transport solide s'améliore.

En prenant en compte la variabilité du transport solide et en calculant le transport par classe de contraintes, le transport solide calculé surestime le transport solide mesuré. Ces résultats mettent surtout en lumière la grande difficulté d'aboutir à une prévision réaliste du transport solide sur ce type de morphologie accidentée. D'une part les grandes variations naturelles du transport solide et d'autre part la morphologie complexe induisent des mécanismes du transport solide qu'il est très difficile de modéliser correctement. Par exemple, la morphologie des tresses (avec de nombreuses mouilles et surtout les têtes de bancs) déconnecte le transport solide des conditions hydrauliques locales, induisant des effets inertiels.

7.2 Perspectives

Les expériences que nous avons réalisées visaient à comprendre la dynamique sédimentaire pour évaluer le comportement d'un système en tresses. Nos travaux ont mis en avant un certain nombre d'indicateurs dont un seulement pourrait être utilisé pour une comparaison transversale de plusieurs rivières. Cet indicateur doit encore être validé sur d'autres jeux de données, aussi bien expérimentales qu'issues du terrain. Par ailleurs, nos modèles et la modélisation physique en général présentent des biais engendrés par les facteurs d'échelles et les lois de similitudes. L'application de nos résultats sur des systèmes naturels ne doit pas se faire sans une confrontation préalable à des jeux de données relatifs à différentes échelles de modélisation.

De plus, nos deux modèles de système en tresses ont mis en évidence le rôle du tri granulométrique dans la dynamique du système en général. Une étude sur la sensibilité de nos résultats à la dispersion granulométrique est nécessaire afin de se rapprocher le plus possible des mécanismes réels.

Nos expériences se sont déroulées à débit liquide constant, nous avons fait le choix de simplifier la modélisation et de ne pas simuler la dynamique de montée ou

de descente de crue. Or sur le terrain, les changements morphologiques sont aussi bien provoqués par le pic de crue que la dynamique de descente de crue. Par exemple, de nombreux chenaux, ainsi que les avulsions se forment avec une faible hauteur d'eau, lors de la décrue par incision des bancs déjà en place. De plus, la variabilité de la source sédimentaire au cours d'un évènement due aux bouffées de transport solide participe à l'élaboration du motif de tressage. Toute cette dynamique est absente de notre approche expérimentale. Si l'on souhaite se rapprocher encore plus près des phénomènes naturels, la suite de notre travail serait de considérer une modélisation d'une crue réaliste, en injectant des débits liquide et solide variables dans le temps. Pour mettre en œuvre cette approche, il serait certainement intéressant de s'appuyer par exemple sur des chroniques de débit réel, et de travailler sur une modélisation d'un système en particulier et non plus sur un modèle générique.

Bibliographie

- AMSLER, M., RAMONELL, C. G. et TONIOLO, H. A. (2005). Morphologic changes in the parana river channel (argentina) in the light of the climate variability during the 20th century. *Geomorphology*, 70:257–278.
- ASHMORE, P. (1982). Laboratory modelling of gravel braided stream morphology. *Earth Surface Processes & Landforms*, 7(3):201–225.
- ASHMORE, P. (1985). *Process and form in gravel braided streams : laboratory modelling and field observations*. Thèse de doctorat, Geography, University of Alberta, Edmonton, Canada.
- ASHMORE, P. (1988). Bed load transport in braided gravel-bed stream models. *Earth Surface and Processes & Landforms*, 13:677–695.
- ASHMORE, P. (1991a). Channel morphology and bed load pulses in braided, gravel-bed streams. *Geografiska annaler*, 73:37–52.
- ASHMORE, P. (1991b). How do the gravel-bed rivers braid? *Canadian journal of Earth science*, 28:326–341.
- ASHMORE, P. (2009). Intensity and characteristic length of braided channel patterns. *Canadian journal of Earth science*, 36:1656–1666.
- ASHMORE, P., BERTOLDI, W. et GARDNER, T. J. (2011). Active width of gravel-bed braided rivers. *Earth Surface Processes & Landforms*, 36(11):1510–1521.
- ASHMORE, P. et PARKER, G. (1983). Confluence scour in coarse braided streams. *Water Resources Research*, 19(2):392–402.
- ASHMORE, P. et SAUKS, E. (2006). Prediction of discharge from water surface width in a braided river with implications for at-a-station hydraulic geometry. *Water Resources Research*, 42(3).
- ASHWORTH, P., BEST, J. et JONES, M. (2007). The relationship between channel avulsion, flow occupancy and aggradation in braided rivers : Insights from an experimental model. *Sedimentology*, 54:497–513.
- ASHWORTH, P., BEST, J., LEDDY, J. et GEEHAN, G. (1994). The physical modelling of braided rivers and deposition of fine-grained sediment. pages 115–139.
- ASHWORTH, P., BEST, J., RODEN, J., BRISTOW, C. et KLAASSEN, G. (2000). Morphological evolution and dynamics of a large, sand braid-bar, Jamuna River, Bangladesh. *Sedimentology*, 47(3):533–555.

- ASHWORTH, P., FERGUSON, R., ASHMORE, P., PAOLA, C., POWELL, D. et PRESTEGAARD, K. (1992). Measurements in a braided river chute and lobe. 2. sorting of bed load during entrainment, transport, and deposition. *Water Resources Research*, 28(7):1887–1896.
- BERTOLDI, W. (2012). Life of a bifurcation in a gravel-bed braided river. *Earth Surface Processes & Landforms*, 37(12):1327–1336.
- BERTOLDI, W., ASHMORE, P. et TUBINO, M. (2009a). A method for estimating the mean bed load flux in braided rivers. *Geomorphology*, 103(3):330–340.
- BERTOLDI, W. et TUBINO, M. (2005). Bed and bank evolution of bifurcating channels. *Water Resources Research*, 41.
- BERTOLDI, W., ZANONI, L. et TUBINO, M. (2009b). Planform dynamics of braided streams. *Earth Surface Processes & Landforms*, 34:547–557.
- BERTOLDI, W., ZANONI, L. et TUBINO, M. (2010). Assessment of morphological changes induced by flow and flood pulses in a gravel bed river : The Tagliamento River (Italy). *Geomorphology*, 114:348–360.
- BLEDSON, B. et WATSON, C. (2001). Logistic analysis of channel pattern thresholds : meandering, braiding, and incising. *Geomorphology*, 38:281–300.
- BRICE, J. (1964). *Channel Patterns and Terraces of the Loup Rivers in Nebraska*. Geological Survey professional paper. U.S. Government Printing Office.
- BRIDGE, J. S. (1993). The interaction between channel geometry, water flow, sediment transport and deposition in braided rivers. *Geological Society, London, Special Publications*, 75(1):13–71.
- BRISTOW, C. S. (1987). Brahmaputra river : channel migration and deposition. In *Recent Developments in Fluvial Sedimentology*, volume 39, pages 63–74. Society for Sedimentary Geology (SEPM).
- CHAPPELL, A., HERITAGE, G. L., FULLER, I. C., LARGE, A. R. G. et MILAN, D. J. (2003). Geostatistical analysis of ground-survey elevation data to elucidate spatial and temporal river channel change. *Earth Surface Processes & Landforms*, 28(4):349–370.
- CHURCH, M. et JONES, D. (1982). *Channel bars in gravel-bed rivers*.
- CHURCH, M. et RICE, S. (2009). Form and growth of bars in a wandering gravel-bed river. *Earth Surface Processes & Landforms*, 34(10):1422–1432.
- COMITI, F., CADOL, D. et WOHL, E. (2009). Flow regimes, bed morphology, and flow resistance in self-formed step-pool channels. *Water Resources Research*, 45(4).
- CROSATO, A., DESTA, F., CORNELISSE, J., SCHUURMAN, F. et UIJTTEWAAL, W. (2012). Experimental and numerical findings on the long-term evolution of migrating alternate bars in alluvial channels. *Water Resources Research*, 48(6).
- DAVIES, T.R., L. A. (1988). Physical hydraulic modelling of width reduction and bed level change in braided rivers. *Journal of Hydrology (New Zealand)*, 27(2):113–127.
-

- DIPLAS, P. (1994). Modelling of fine and coarse sediment interaction over alternate bars. *Journal of Hydrology*, 159(1-4):335–351.
- EATON, B., MILLAR, R. G. et DAVIDSON, S. (2010). Channel patterns : Braided, anabranching, and single-thread. *Geomorphology*, 120(3-4):353 – 364.
- EGOZI, R. et ASHMORE, P. (2008). Defining and measuring braiding intensity. *Earth Surface Processes & Landforms*, 33:2121–2138.
- EGOZI, R. et ASHMORE, P. (2009). Experimental analysis of braided channel pattern response to increased discharge. *Journal of Geophysical Research F : Earth Surface*, 114(2).
- FERGUSON (1992). Spatial pattenrs of bedload transport and channel change in braided and near-braided rivers.
- FERGUSON, R. (2003). The missing dimension : Effects of lateral variation on 1-d calculations of fluvial bedload transport. *Geomorphology*, 56(1-2):1–14.
- FOTHERBY, L. (2009). Valley confinement as a factor of braided river pattern for the platte river. *Geomorphology*, 103:562–576.
- FOUFOULA-GEORGIOU, E. et SAPOZHNIKOV, V. (2001). Scale invariances in the morphology and evolution of braided rivers. *Mathematical Geology*, 33(3):273–291.
- FREY, P. et MARTIN, T. (2012). Experimental bedload sorting at the particle scale on steep slopes. volume 1, pages 393–397.
- GARDNER, J. et ASHMORE, P. (2011). Geometry and grain-size characteristics of the basal surface of a braided river deposit. *Geology*, 39(3):247–250.
- GERMANOSKI, D. et HARVEY, M. (1993). Asynchronous terrace development in degrading briaded channels. *Physical Geography*, 14(1):16–38.
- GERMANOSKI, D. et SCHUMM, S. (1993). Changes in braided river morphology resulting from aggradation and degradation. *The Journal of Geology*, 101:451–466.
- GORIAL, B. et O'CALLAGHAN, J. (1991). Separation of particles in a horizontal air stream. *Journal of Agricultural Engineering Research*, 49(C):273–284.
- HICKS, D. M., DUNCAN, M. J., LANE, S. N., TAL, M. et WESTAWAY, R. (2007). 21 contemporary morphological change in braided gravel-bed rivers : new developments from field and laboratory studies, with particular reference to the influence of riparian vegetation. In HELMUT HABERSACK, H. P. et RINALDI, M., éditeurs : *Gravel-Bed Rivers VI : From Process Understanding to River Restoration*, volume 11 de *Developments in Earth Surface Processes*, pages 557 – 584. Elsevier.
- HOEY, T. (1992). Temporal variations in bedload transport rates and sediment storage in gravel-bed rivers. *Progress in Physical Geography*, 16(3):319–338.
- HOEY, T. (1996). Sediment dispersion and duration of storage in a model braided river. *Journal of Hydrology New Zealand*, 35(2):213–237.
-

- HOEY, T. et SUTHERLAND, A. (1991). Channel morphology and bedload pulses in braided rivers : a laboratory study. *Earth Surface Processes & Landforms*, 16(5):447–462.
- HONG, L. B. et DAVIES, T. R. H. (1979). A study of stream braiding. *Geological Society of America Bulletin*, 90(12 Part II):1839–1859.
- HOWARD, A., KEETCH, E. et LINWOOD, C. (1970). Topological and geometrical properties of braided streams. *Water Resources Research*, 6:1674–1688.
- HUNDEY, E. et ASHMORE, P. (2009). Length scale of braided river morphology. *Water Resources Research*, 45(8).
- HUNT, A., GRANT, G. et GUPTA, V. (2006). Spatio-temporal scaling of channels in braided streams. *Journal of Hydrology*, 322(1-4):192–198.
- IKEDA, S. (1984). Prediction of alternate bar wavelength and height. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110(4):371–386.
- ISEYA, F. et IKEDA, H. (1987). Pulsations in bedload transport rates induced by a longitudinal sediment sorting : a flume study using sand and gravel mixtures. *Geografiska Annaler, Series A*, 69 A(1):15–27.
- JAEGGI, M. (1984). Formation and effects of alternate bars. *Journal of Hydraulic Engineering - ASCE*, 110(2):142–156.
- KASHAYAP, M. et PANDYA, A. (1965). A qualitative theoretical approach to the problem of winnowing. *Journal of Agricultural Engineering Research*, 10(4):348–354.
- KELSEY, H., LAMBERSON, R. et MADEJ, M. (1987). Stochastic model for the long-term transport of stored sediment in a river channel. *Water Resources Research*, 23:1738–1750.
- KLEINHANS, M., FERGUSON, R., LANE, S. et HARDY, R. (2013). Splitting rivers at their seams : Bifurcations and avulsion. *Earth Surface Processes & Landforms*, 38(1):47–61.
- KOMURA, S. et SHEN, H. (1970). Alternate scours in straight alluvial channels. (184):129–141.
- LANE, E. (1955). Design of stable alluvial channels. *Transactions American Society of Civil Engineers*, 120:1234–1260.
- LANZONI, S. (2000a). Experiments on bar formation in a straight flume. 1-uniform sediment. *Water Resources Research*, 36(11):3337–3349.
- LANZONI, S. (2000b). Experiments on bar formation in a straight flume 2. graded sediment. *Water Resources Research*, 36(11):3351–3363.
- LANZONI, S. et TUBINO, M. (1999). Grain sorting and bar instability. *Journal of Fluid Mechanics*, 393:149–174.
- LEOPOLD, L. et WOLMAN, M. (1957). River channel patterns : Braided, meandering and straight. *Physiographic and Hydraulic Studies of Rivers*.
-

- LIÉBAULT, F., LALLIAS-TACON, S., CASSEL, M. et TALASKA, N. (2012). Long profile responses of alpine braided rivers in se france. *River Research and Applications*.
- LIMARE, A., TAL, M., REITZ, M., LAJEUNESSE, E. et MÉTIVIER, F. (2011). Optical method for measuring bed topography and flow depth in an experimental flume. *Solid Earth*, 2(2):143–154.
- LISLE, T., IKEDA, H. et ISEYA, F. (1991). Formation of stationary alternate bars in a steep channel with mixed- size sediment : a flume experiment. *Earth Surface Processes & Landforms*, 16(5):463–469.
- LISLE, T., ISEYA, F. et IKEDA, H. (1993). Response of a channel with alternate bars to a decrease in supply of mixed-size bed load : a flume experiment. *Water Resources Research*, 29(11):3623–3629.
- LISLE, T. E. et CHURCH, M. (2002). Sediment transport-storage relations for degrading, gravel bed channels. *Water Resources Research*, 38(11):1–1–14.
- MAO, L. et SURIAN, N. (2010). Observations on sediment mobility in a large gravel-bed river. *Geomorphology*, 114:326–337.
- MÉTIVIER, F. et MEUNIER, P. (2003). Input and output mass flux correlations in a experimental braided stream. implication on the dynamics of bed load transport. *Journal of Hydrology*, 271:22–38.
- MEUNIER, P. (2005). *Dynamique des rivières en tresses*. Thèse de doctorat, Institut de physique du globe de Paris.
- MEUNIER, P., MÉTIVIER, F., LAJEUNESSE, E., MÉRIAUX, A. et FAURE, J. (2006). Flow pattern and sediment transport in a braided river : The "torrent de saint pierre" (french alps). *Journal of Hydrology*, 330:496–505.
- MEYER-PETER, E. et MÜLLER, R. (1948). Formulas for bedload transport. *Proceedings of the 2nd Meeting of the International Association for Hydraulic Structures Research*, pages 39–64.
- MIORI, S., HARDY, R. et LANE, S. (2012). Topographic forcing of flow partition and flow structures at river bifurcations. *Earth Surface Processes and Landforms*, 37(6):666–679.
- MONTGOMERY, D. et BUFFINGTON, J. (1998). Channel processes, classification, and response. *River Ecology and Management*, pages 13–42.
- MOSLEY, M. (1981). Semi-determinate hydraulic geometry of river channels, south island, new zealand. *Earth Surface Processes & Landforms*, 6(2):127–137.
- MOSLEY, M. (1983). Response of braided rivers to changing discharge (Ashley River, Hurunui River, Rakaia River, Ahuriri River). *Journal of Hydrology : New Zealand*, 22(1):18–67.
- MOSLEY, M. P. (1976). An experimental study of channel confluences. *The Journal of Geology*, 84(5):535–562.
- MOSLEY, M. P. (1982). Analysis of the effect of changing discharge on channel morphology and instream uses in a braided river, ohau river, new zealand. *Water Resources Research*, 18(4):800–812.
-

- MUELLER, E., PITLICK, J. et NELSON, J. (2005). Variation in the reference shields stress for bed load transport in gravel-bed streams and rivers. *Water Resources Research*, 41:1–10.
- NICHOLAS, A. (2000). Modelling bedload yield braided gravel bed rivers. *Geomorphology*, 36(1-2):89–106.
- NYKANEN, D., FOUFOULA-GEORGIOU, E. et SAPOZHNIKOV, V. (1998). Study of spatial scaling in braided river patterns using synthetic aperture radar imagery. *Water Resources Research*, 34(7):1795–1807.
- PAOLA, C. (1996). Incoherent structure : Turbulence as a metaphor for stream braiding. *Coherent Flow Structures in Open Channels*, pages 47–71.
- PAOLA, C. (2001a). Modelling stream braiding over a range of scales. *Gravel-Bed River V*, pages 11–46.
- PAOLA, C. (2001b). Statistical geometry and dynamics of braided rivers. *Gravel-Bed River V*, pages 47–71.
- PARKER, G. (1979). Hydraulic geometry of active gravel rivers. *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, 105(14841):1185–1201.
- PARKER, G. (1990). Surface-based bedload transport relation for gravel rivers. *Journal of Hydraulic Research*, 28(4):417–436.
- PARKER, G., WILCOCK, P., PAOLA, C., DIETRICH, W. et PITLICK, J. (2007). Physical basis for quasi-universal relations describing bankfull hydraulic geometry of single-thread gravel bed rivers. *Journal of Geophysical Research F : Earth Surface*, 112(4).
- PICKUP, G. et HIGGINS, R. (1979). Estimating sediment transport in a braided gravel channel - The Kawerong River, Bougainville, Papua New Guinea. *Journal of Hydrology*, 40(3 - 4):283 – 297.
- PIEGAY, H., ALBER, A., SLATER, L. et BOURDIN, L. (2009). Census and typology of braided rivers in the French Alps. *Aquatic Sciences*, 71.
- POWELL, D. (1998). Patterns and processes of sediment sorting in gravel-bed rivers. *Progress in Physical Geography*, 22(1):1–32.
- PRYOR, B., LISLE, T., MONTOYA, D. et HILTON, S. (2011). Transport and storage of bed material in a gravel-bed channel during episodes of aggradation and degradation : A field and flume study. *Earth Surface Processes & Landforms*, 36(15):2028–2041.
- RECKING, A. (2010). A comparison between flume and field bed load transport data and consequences for surface-based bed load transport prediction. *Water Resources Research*, 46.
- RECKING, A. (2013). An analysis of nonlinearity effects on bed load transport prediction. *Journal of Geophysical Research : Earth Surface*, pages n/a–n/a.
- RECKING, A., FREY, P., PAQUIER, A. et BELLEUDY, P. (2009). An experimental investigation of mechanisms involved in bed load sheet production and migration. *Journal of Geophysical Research B : Solid Earth*, 114(3).
-

- RECKING, A., FREY, P., PAQUIER, A., BELLEUDY, P. et CHAMPAGNE, J. (2008). Feedback between bed load transport and flow resistance in gravel and cobble bed rivers. *Water Resources Research*, 44(5).
- REESINK, A. et BRIDGE, J. (2007). Influence of superimposed bedforms and flow unsteadiness on formation of cross strata in dunes and unit bars. *Sedimentary Geology*, 202(1-2):281–296.
- RICKENMANN, D. et RECKING, A. (2011). Evaluation of flow resistance in gravel-bed rivers through a large field data set. *Water Resources Research*, 47(7).
- ROSATTI, G. (2002). Validation of the physical modeling approach for braided rivers. *Water Resources Research*, 38(12):311–318.
- ROSGEN, D. (1994). A classification of natural rivers. *Catena*, 22(3):169–199. cited By (since 1996) 382.
- RUST (1978). *A classification of alluvial channel systems*.
- SAPOZHNIKOV, V. et FOUFOULA-GEORGIOU, E. (1996). Self-affinity in braided rivers. *Water Resources Research*, 32:1429–1439.
- SAPOZHNIKOV, V. et FOUFOULA-GEORGIOU, E. (1997). Experimental evidence of dynamic scaling and indications of self-organized criticality in braided rivers. *Water Resources Research*, 33(8):1983–1991.
- SAPOZHNIKOV, V. et FOUFOULA-GEORGIOU, E. (1999). Horizontal and vertical self-organization of braided rivers toward a critical state. *Water Resources Research*, 35(3):843–851.
- SAPOZHNIKOV, V., MURRAY, A., PAOLA, C. et FOUFOULA-GEORGIOU, E. (1998). Validation of braided-stream models : Spatial state-space plots, self-affine scaling, and island shapes. *Water Resources Research*, 34(9):2353–2364.
- SCHUMM, S. (1985). Patterns of alluvial rivers. *Annual review of Earth and planetary sciences*. Vol. 13, pages 5–27.
- SHAPIRO, M. et GALPERIN, V. (2005). Air classification of solid particles : A review. *Chemical Engineering and Processing : Process Intensification*, 44(2):279–285.
- SHIELDS (1936). Anwendung der ähnlichkeitsmechanik und der turbulenzforschung auf die geschiebebewegung. *Mitteilungen der Preussischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau*, 26.
- SMITH, N. (1970). The braided stream depositional environment : Comparison of the platte river with some silurian clastic rocks, north-central appalachians. *Geological Society of America Bulletin*, 81:2993–3014.
- THOMAS, R., PARSONS, D., SANDBACH, S., KEEVIL, G., MARRA, W., HARDY, R., BEST, J., LANE, S. et ROSS, J. (2011). An experimental study of discharge partitioning and flow structure at symmetrical bifurcations. *Earth Surface Processes & Landforms*, 36(15):2069–2082.
- TUBINO, M. (1991). Growth of alternate bars in unsteady flow. *Water Resources Research*, 27(1):37–52.
-

- VAN DEN BERG, J. (1995). Prediction of alluvial channel pattern of perennial rivers. *Geomorphology*, 12:259–279.
- WALSH, J. et HICKS, M. (2002). Braided channels : Self-similar or self-affine ? *Water Resources Research*, 38(6):181–186.
- WARBURTON, J. (1996). Active braidplain width, bed load transport and channel morphology in a model braided river. *Journal of Hydrology New Zealand*, 35(2): 259–285.
- WARBURTON, J. et DAVIES, T. (1994). Variability of bedload transport and channel morphology in a braided river hydraulic model. *Earth Surface Processes & Landforms*, 19(5):403–421.
- WHEATON, J., BRASINGTON, J., DARBY, S., KASPRAK, A., SEAR, D. et VERICAT, D. (2013). Morphodynamic signatures of braiding mechanisms as expressed through change in sediment storage in a gravel-bed river. *Journal of Geophysical Research F : Earth Surface*, 118(2):759–779.
- WILLIAMS, P. F. et RUST, B. R. (1969). The sedimentology of a braided river. *Journal of Sedimentary Research*, 39(2):649–679.
- YOUNG, W. et DAVIES, T. (1991). Bedload transport processes in a braided gravel-bed river model. *Earth Surface Processes & Landforms*, 16(6):499–511.
-

Appendices

Annexe A

Article sur l'adaptation de la méthode de Moiré à notre dispositif expérimental

L'article soumis au Journal of Hydro-environment Research

Manuscript Number: JHER-D-13-00118

Title: The Moiré method adapted to a large experimental device: example of a braided river experiment

Article Type: SI: Moveable-bed models

Corresponding Author: Dr Pauline Leduc,

Corresponding Author's Institution: IRSTEA

First Author: Pauline Leduc

Order of Authors: Pauline Leduc

Abstract: Many tools have been developed to measure the topography of geomorphological systems accurately. Because field investigations are limited by time and space, scale and laboratory experiments are commonly used. The Moiré method has already been used on a small-scale braided river to observe how channels evolve. Despite its easy implementation, the classical method requires a small experimental set-up. In this paper, we present an improvement of the Moiré technique with the creation of a virtual reference plane allowing us to measure topography at a larger scale. The method is presented and is used to survey the topography of a braiding river experiment. The error induced by the method was evaluated centred on 0 with a standard deviation of 0.10 mm. It was considered negligible compared to the scale of morphological changes, which were approximately 3 mm deep.

Highlights (for review)

- An adaptation of the Moire Method was proposed for large experimental set-up
- The method was tested on a small scale braided river model.
- It provides precise DEMs.
- Morphological evolution of the braided pattern was measured with Diachronic images.

**The Moiré method adapted to a large experimental device: example of a braided
river experiment**

Pauline Leduc

Irstea, UR ETGR, 2 rue de la Papeterie-BP 76, F-38402 St-Martin-d'Hères, France

Tel: +33 (0)4 76 76 28 30; Fax : +33 (0)4 76 51 38 03 ; E-mail: pauline.leduc@irstea.fr

Hervé Bellot

Irstea, UR ETGR, 2 rue de la Papeterie-BP 76, F-38402 St-Martin-d'Hères, France

Tel: +33 (0)4 76 76 28 01; Fax : +33 (0)4 76 51 38 03 ; E-mail: herve.bellot@irstea.fr

Alain Recking

Irstea, UR ETGR, 2 rue de la Papeterie-BP 76, F-38402 St-Martin-d'Hères, France

Tel: +33 (0)4 76 76 28 01; Fax : +33 (0)4 76 51 38 03 ; E-mail: alain.recking@irstea.fr

Mohamed Naaïm

Irstea, UR ETGR, 2 rue de la Papeterie-BP 76, F-38402 St-Martin-d'Hères, France

Tel: +33 (0)4 76 76 28 01; Fax : +33 (0)4 76 51 38 03 ; E-mail: mohamed.naaim@irstea.fr

Abstract

Many tools have been developed to measure the topography of geomorphological systems accurately. Because field investigations are limited by time and space, scale and laboratory experiments are commonly used. The Moiré method has already been used on a small-scale braided river to observe how channels evolve. Despite its easy implementation, the classical method requires a small experimental set-up. In this paper, we present an improvement of the Moiré technique with the creation of a virtual reference plane allowing us to measure topography at a larger scale. The method is presented and is used to survey the topography of a braiding river experiment. The error induced by the method was evaluated centred on 0 with a standard deviation of 0.10 mm. It was considered negligible compared to the scale of morphological changes, which were approximately 3 mm deep.

1 Introduction

In highly dynamic river systems, sediment transport raises a number of scientific and management problems, such as bridge scouring, bank erosion and flooding. To study these rivers and geomorphological issues, both field and experimental studies have been conducted. Studies based on field investigations require efficient topography tools and measurement devices to qualify and quantify landform alterations. Cameras can be simply set up on the river bank to visualise bar motion (Bertoldi et al., 2010). The Global Positioning System (GPS) and terrestrial laser scanning can be efficiently used in the acquisition of high-resolution bed topography (Brasington et al., 2000; Brasington et al., 2012). Photogrammetry techniques, based on pictures taken from several cameras, provide 3D topography with a broad spatial extent. It has been used for assessing river topography in case of clear-water, shallow flow, gravel-bed rivers (Westaway et al., 2001), estimating erosion and deposition in a gravel-bed river (Lane et al., 2003) and estimating water levels for an extreme flood event (Lane et al., 2003). Lidar (light detection and ranging) technology is widely used today (Charlton et al., 2003; Comiti et al., 2011; Bowen & Waltermire, 2002), generally from aerial shots (aircraft), and provides a broad spatial extent. For a rapid complementary acquisition and high resolution, some studies combine different topographic tools (Comiti et al., 2011; Rumsby et al., 2008). Even though some of these tools are highly efficient, field investigations are limited by the spatial extent and time scale.

Laboratory experiments and small-scale models allow investigating different processes and overcoming field limitations. Digital Elevation Model (DEM) acquisitions of flume experiments are useful to detect morphological changes over a long time period. Topographic tools range from the simple but tedious point gauge technique (Ashmore, 1988; Ashmore, 1982) to very complicated techniques, such as laser scanning or photogrammetry. The main advantage of laser scanning is its simple implementation and the large surface studied

(Aberle & Nikora, 2006; Giménez et al., 2004; Michael & Gerhard, 2006). Photogrammetric data acquisition can be used to calculate sediment transport rates (Stojic et al., 1998) and channel morphology changes (Egozi & Ashmore, 2009).

Among the multitude of tools available, we focus on an optical method called the Moiré method (see Sciammarella, 1982 and Walker, 1994 for a complete review of this method). The Moiré method's scope is broad, including medical applications to face contour detection (Lay et al., 2012), sediment transfer in a small-scale braided river (Meunier, 2005), bed-form changes (Dreano et al., 2010), scour at a bridge pier (Diab et al., 2010; Mueller et al., 2005), water depth measurement (Limare et al., 2011), granular avalanches (Goujon et al., 2007) and the friction law for dense granular flows (Pouliquen & Forterre, 2002). Based on deformation of a signal induced by a relief, this method is not an absolute method and needs a precise level reference. The classical procedure includes immobile measurement equipment and requires a small experimental device, basically not larger than a standard camera cover. This size limitation does not allow the application to a large experimental set-up.

We present here an adaptation of the classical Moiré method to a large experimental set-up and we apply the method to a small-scale braided river experiment conducted in a 1.2-m-wide and 4.5-m-long flume. First, we present the Moiré method, second its adaptation to a large experimental device, and third we illustrate the method with a small-scale braided river experiment.

2 The Moiré method

2.1 Basic method

The optical approach is based on the deformation of fringes (generally grey-shade sinusoidal fringes) on a rough surface (Figure 1). The main advantage of this method is the broad spatial extent and its simple implementation: in practice, a video projector projects fringes and a

camera takes a picture of the surface.

From the fringe deformation, it is possible to calculate the height of the surface roughness. The relief induces a deformation of the fringe structure and produces a signal distortion represented by $d\phi$ (Figure 1, bottom). This variation is related to relief elevation by equation 1.

$$dh = f_{cal}(d\phi) \quad (1)$$

where $f_{cal} : d\phi \mapsto f_{cal}(d\phi)$ is a calibration function presented below. A digital camera takes the pictures of the grating fringes on the studied surface.

The sinusoidal pattern is given by equation 2, where I_{xref} is the intensity on the gray-scale of the signal projected on a plane without any relief on the x-axis (Figure 1, top), called the reference plane (with the "ref" index), and A and B are parameters that are adjusted to avoid image saturation: they depend only on the environment and the reflection of the base, which are constant.

$$I_{xref}(x, y) = A \cos(kx) + B \quad (2)$$

The intensity of a deformed signal on a relief is given by equation 3, where $d\phi$ (Figure 1, bottom), is the spatial difference produced by the bed topography.

$$I_{xbed}(x, y) = A \cos(kx + d\phi(x, y)) + B \quad (3)$$

The difference $d\phi$ on the x-axis induced by the bed elevation is given by the out-of-phase between the two signals I_{xref} and I_{xbed} . The out-of-phase depends on pixel position and is not constant over the surface area. As a result, the bed elevation is measured from the phase difference. The phase of these signals is calculated from pictures and several techniques can be used: the Fourier transform, which requires only one picture of fringe deformation (Vincent,

2003; Takeda et al., 1982) and the phase-shifting method based on several pictures. We used a special algorithm based on the phase-shifting method.

The phase-shifting method consists in N ($N \geq 3$) pictures projected with an out-of-phase value of $2\pi/N$. We chose to project four different fringe $\pi/2$ out-of-phase structures described by equation 4–7.

$$I_{ref0} = A \cos(\phi_{ref} + 0) + B \quad (4)$$

$$I_{ref1} = A \cos(\phi_{ref} + \pi/2) + B \quad (5)$$

$$I_{ref2} = A \cos(\phi_{ref} + \pi) + B \quad (6)$$

$$I_{ref3} = A \cos(\phi_{ref} + 3\pi/2) + B \quad (7)$$

First, we subtract equation 4 from equation 6, and considering that A and B are constant coefficients depending only on the environment, we obtain equation 8.

$$\begin{aligned} I_{ref0} - I_{ref2} &= \cos(\phi_{ref} + 0) - \cos(\phi_{ref} + \pi) \\ &= 2\cos(\phi_{ref}) \end{aligned} \quad (8)$$

Second, we subtract equation 5 from equation 7 and obtain equation 9.

$$\begin{aligned} I_{ref1} - I_{ref3} &= \cos(\phi_{ref} + \pi/2) - \cos(\phi_{ref} + 3\pi/2) \\ &= 2\sin(\phi_{ref}) \end{aligned} \quad (9)$$

Dividing equation 9 by equation 8, we obtain equation 10.

$$\Leftrightarrow \frac{I_{ref1} - I_{ref3}}{I_{ref0} - I_{ref2}} = \frac{\sin(\phi_{ref})}{\cos(\phi_{ref})} = \tan(\phi_{ref}) \quad (10)$$

from which we deduce equation 11.

$$\phi_{ref} = \arctan\left(\frac{I_{ref1} - I_{ref3}}{I_{ref0} - I_{ref2}}\right) \quad (11)$$

120 The $x \mapsto \arctan x$ function is within the range $\left]-\frac{\pi}{2}; \frac{\pi}{2}\right]$, so it determines the phase modulo π . An
 121 algorithm was used to correct eventual phase discontinuities induced by phase calculation using
 122 the unwrapping method (Figure 2). The top image is the unfiltered profile and the second image,
 123 the same signal after the unwrapping method. In practical terms, the method consists in scanning
 124 the picture in both directions ($\phi(x)_{y=cst}$ and $\phi(y)_{x=cst}$) and eliminates the discontinuities on
 125 $\phi(x, y)$ by adding or subtracting π .

126 The operation is repeated for the distorted fringe and we calculate ϕ_{bed} :

$$127 \quad \phi_{bed} = \arctan\left(\frac{I_{bed1} - I_{bed3}}{I_{bed0} - I_{bed2}}\right) \quad (12)$$

128 From equations 11 and 12, the phase difference $d\phi$ given by equation 13 is deduced.

$$129 \quad d\phi = \phi_{bed} - \phi_{ref} \quad (13)$$

130 With the phase difference, we calculate the bed elevation with equation 1.

131 **2.2 Transposition of the Moiré method to a large experimental device**

132 With a large experimental device, a single picture may not be sufficient to cover the
 133 entire bed surface, and moving the camera may be necessary. For the case that we consider here,
 134 the flume dimension was 1*4.5 m and the video projector and the camera were fastened to a
 135 moving overhead rail hung from the laboratory ceiling (Figure 3). We used a Canon EOS 450-D
 136 camera and a Casio XJ-A135 video projector. The picture dimension was 4272*2848 pixels. This
 137 moving device required an adaptation of the Moiré method.

138 As presented above, the Moiré method is not absolute: a reference phase (ϕ_{ref})
 139 associated with a reference plane is necessary. This plane must be parallel to the flume in order to
 140 avoid a slope effect and must be as close as possible to the studied surface. The simplest solution

is to use a physical plane (Cochard, 2008; Moro et al., 2010). For our experiment, three different pictures were necessary to cover the entire bed surface. We could have used a physical reference once before the experiment. However, this approach cannot ensure an identical reference value for each pixel after each camera displacement. The second choice would have consisted in reinstalling the physical reference plane before each measurement. It would have implied fixing and removing the plane before each shot, which would have been very time-consuming and tedious. Instead of using a physical reference plane, we therefore chose to create a virtual reference plane.

Basically, the method comprises three steps:

1. The physical reference plane is installed once at the beginning of the experiment and its phase is calculated; this is the “phase plane.”
2. For each shot, the phase of fixed gauge points located on the edge of the flume is calculated.
3. These gauged points are used for repositioning the “phase plane”.

Two stainless-steel bars and two PVC bars were set up on the flume sides (Figure 4). Both bars had trapezoidal sections to avoid signal discontinuities with the phase calculation (Figure 5). We projected fringes on a perfectly flat plane (Figure 6a) deposited over the PVC bars, covering the entire flume width and as large as the camera view angle. The phase for this plan (“phase plane”) was calculated. On the bed picture, we calculated the phase of a 2-cm-wide surface, perfectly parallel to the flume sides on both stainless-steel bars (φ_d and φ_d' , Figure 6b). The phases of the same surfaces were calculated for the “phase plane” (φ_r and φ_r' , Figure 6a).

The phases of these two surfaces were averaged in the y-direction ($\overline{\varphi_d}, \overline{\varphi_d'}$ and

$\overline{\varphi r}, \overline{\varphi r'}$, Figure 6c). The two differences, $\Delta\varphi = \overline{\varphi d} - \overline{\varphi r}$ and $\Delta\varphi' = \overline{\varphi d'} - \overline{\varphi r'}$, were interpolated linearly in the y-direction for each pixel considered in the x-direction in order to cover the entire flume length (Figure 6d). This surface is used to reposition the “phase plane” (Figure 6e,f).

Using this method, for each measurement the reference phase was calculated for each pixel. The position of the measurement set-up did not have to be precise or even known.

Three different pictures are necessary to cover the entire flume surface. From these pictures, we had the choice of two different techniques to build the entire bed topography: combining the different pictures or combining the data after image analysis. The first choice was delicate to implement because it required the same fringe frequency on the top and the bottom of each picture, which is not possible because the angle of the video projector induced fringe distortion. For the result, we chose to combine data. This was done with two checkerboards positioned at the image contact, allowing us to reposition each pixel shared by two subsequent images.

The camera distorts pixel position, particularly close to the picture borders. We corrected this effect with a large checkerboard covering the entire picture area. All intersections between black and white squares were detected. On the picture, these intersection positions are distorted by conic projection. Since we used a checkerboard, the real position of each intersection is precisely known. A correction matrix is created once and is used to correct each pixel position for every topography.

At this point in the process, the phase difference and the plan correction were calculated for each pixel. To obtain the bed topography, we need to calibrate equation 1.

2.3 Calibration

From a 1.1*1.8-m checkerboard pattern with 30-mm squares, we calculated that one

full-resolution pixel was representative on average over the entire 0.52-mm flume surface in both directions. A simple calibration with two objects whose heights were known precisely was used for calibrating equation 1. Two PVC bars with a trapezoidal section were set above the reference plane bars (Figure 4). Basically, only one object was necessary for the calibration but the second one was used as a control. A 4-cm-high PVC bar was set on the right side and a 6-cm-high PVC bar on the left side. The angle projection of the video projector induces frequency changes on the signal: fringes are spaced farther apart at the top of the picture. This makes the calibration depend on the pixel position. On both sides, we used a one-order polynomial adjustment for the phase over the PVC bar length (equation 14), where $i=1,2$ indicates the two different sides and a_i and b_i are the interpolation coefficients $\times$ the position on the PVC bar length.

$$\phi_i = a_i x + b_i \quad (14)$$

Given that bar heights are known, coefficient $a_i(h) = c_a h + d_a$ and $b_i(h) = c_b h + d_b$ were also calculated with a one-order polynomial adjustment with c_a, d_a, c_b, d_b interpolation coefficients. Then we obtained an equation in the form of equation 15 for each side.

$$dh = \frac{d\phi - x b_a - b_b}{x a_a + a_b} = f_{cal}(\phi, x) \quad (15)$$

2.4 Noise

We identified the two main sources of error on this particular experimental set-up. The first one induces a high-frequency error and is linked to the video projector, and the second one is induced by our reference plane.

2.4.1 High frequency

The projected fringe signal was disturbed by the video projector pixels, as each pixel is delimited by a thin black border which induced a perturbation in the sinusoidal signal shown in

Figure 7. This perturbation introduces additional horizontal lines (corresponding to the white fringe location) when reconstructing the bed topography. This high-frequency error was filtered by a 1-order Butterworth filter. The cut-off frequency was the lowest noise frequency over the entire surface. Note that this high-frequency disturbance resulted from the video projector technology and a priori could be eliminated by changing the projector technology.

2.4.2 Low frequency

This part aims to characterise the error induced by the new experimental procedure, especially the virtual reference plane. To qualify this error, two different plane reference positions were used, one settled on the calibration bars and the other one a few centimetres above. We built two different reference planes and calculated the same bed topography in order to obtain two different topographies built with these two different reference plane positions. A 1-order Butterworth filter was used to eliminate the noise induced by the surrounding pixels (Figure 7). The distribution of the difference between these two bed topographies is centred on $\mu = 0mm$ with a standard deviation of $\sigma = 0.10mm$ (Figure 9). Figure 8 shows that the plane used is not perfectly flat. This deformation, less than 0.5 mm, prevents us from observing the error induced by this experimental set-up. We can conclude that the main error in our method is due to the flatness of the real reference plane. The error on the data that we will consider is $3\sigma = 0.3mm$, which corresponds to a confidence interval of 99.7% for a normal distribution.

The bed topography change expected is about 3 mm. The error induced by the non-flatness of the reference plane used is considered negligible.

3 Application to a small-scale braided river

To apply this new technique to a real case, we considered a small-scale braided river. Experimental approaches proved that it is possible to satisfactorily model gravel-bed braided

232 rivers with this method and study the overall morphological changes.

233 3.1 Flume procedure

234 The experiment was conducted in a rectangular flume with an adjustable slope. The
235 flume was 1 m wide and 4.5 m long with a 1.7% slope (Figure 10). The flume sides were covered
236 with sand paper in order to create friction. The sediment used was uniform, with a median size of
237 about 1 mm. This generic model obeyed the Froude law and the Shields number was within the
238 range of natural rivers ($Fr \sim 1$, $\tau_* \sim 0.045$). Flow was fully rough turbulent
239 ($Re = 3000$, $Re_* = 76$). A conveyor belt and a sediment tank provided the sediment input. A
240 sensor controlled the conveyor speed, and the data were recorded on a computer. The sediment
241 input rate was from 0.4 g/s to 0.9 g/s. At the downstream end of the flume, sediment was
242 collected in a bucket, dried and weighed every 15 min to calculate the sediment output rate. The
243 water was recirculated with a constant headwater tank at the upstream end of the flume and the
244 water tank at the downstream end of the flume. The water discharge ranged from 0.23 l/s to 0.35
245 l/s and was verified by a flow meter. The experiment started with a rectangular channel, 20 cm
246 wide and 1 cm high excavated from the flat bed. At this early stage, the channel widened and
247 central bars appeared, as described in Ashmore (1982). As the channel widened, bars and banks
248 were eroded, leading to the creation of a new channel. After an initialisation period, which lasted
249 approximately 10 h, a braided pattern was clearly defined (Figure 11) and the experiment lasted
250 385 h.

251 3.2 Bed topography

252 The bed topography was first measured a few seconds after the beginning of the run
253 to smooth the bed. The topography calculated must be on a dry bed to avoid perturbations
254 induced by light reflection. The surface measured with one picture is 1.6 m long and 1.2 m wide.

Three pictures were therefore necessary to measure the entire bed. The bed topography sampling time depends on the objectives. The bar migration survey needs the bed to be measured at least every hour, whereas the bed elevation regarding the sediment supply is sampled every 2 h. Bed topographies related to two different bed states were calculated with a 6-h temporal difference after an increase of flow discharge, from 0.23 l/s to 0.35 l/s (Figure 12). The increase of flow discharge induced an erosive behaviour.

Figure 12 shows two bed topographies, the first made before the erosion and the second 6 h after the beginning of the erosion. With these topographies, it is possible to substrate two digital elevation models. We obtained the erosion and deposition map of the bed (Figure 13). This map highlights morphological changes occurring after 6 h including the erosion. The digital elevation model on the difference shows that the bed eroded from $t=284$ h to $t=290$ h, as we expected. The main eroded area is located close to the upstream part of the flume and the erosion did not occur over the entire flume surface. From these topographies, we extracted cross sections: Figure 14 represents two cross sections located on the centre of the flume. At the cross section scale, the mean elevation decreased, the deepest points of the cross section did not move significantly and channel location did not change. This bed topography could serve to calculate morphological metrics (such as the Bed Relief Index created by Hoey, 1992) based on cross section elevation.

Considering that vertical changes affected the bed elevation at the cross section scale, are generally greater than 1 mm, the error induced by this particular set-up can be considered negligible (Figure 14). The detection threshold of morphological changes is based on the largest sediment size, which is approximately 3 mm. Figure 15 shows that the distribution of the difference in elevation calculated without the range $]-3,3[$ is not centred around 0 and is shifted

to negative values. The sediment budget of the entire bed is negative and the mean value of the difference in elevation is about -6 mm with a standard deviation of 5 mm.

4 Conclusions

Laboratory experiments were used to study geomorphological processes on large time and space scales. Many laboratory tools have been developed for subtle characterisation of topography. The Moiré method has already been used on a small-scale braided river to observed channel alterations. Despite this easy implementation, the classical method requires a small experimental set-up. In this paper, we presented an adaptation of the Moiré method, with a virtual reference plane, allowing us to measure topography at a larger scale. The noise induced by accommodating the method is centred on 0 with a standard deviation of 0.10 mm. The error induced by the experimental set-up (0.3 mm) was considered negligible.

The Moiré method is a good way to measure the bed topography of small-scale braided rivers, and the method proposed is adapted for large experimental set-ups. It could be improved to minimise the error. For instance, tests with the new technology of video projector DLP (digital light processing) enabled us to minimise the error by reducing the surroundings of each pixel. Moreover, some practical issues could be taken into account to improve the method. The main low-frequency error observed stemmed from the reference plane. Indeed, our plane was not perfectly flat, with a deformation of about 0.5 mm. Using a perfectly flat plane would avoid this error. A marble plane should be the best solution, but it is very difficult to implement.

298 **5 Acknowledgement**

299 This study was funded by Irstea and ANR project no. ANR-09-RISK-
300 004/GESTRANS.

301

References

- Aberle, J. & Nikora, V., 2006. Statistical properties of armored gravel bed surfaces. *Water Resources Research*, 42(11).
- Ashmore, P., 1982. Laboratory modelling of gravel braided stream morphology. *Earth Surface Processes and Landforms*, 7(3), 201-225.
- Ashmore, P., 1988. Bed load transport in braided gravel-bed stream models. *Earth Surface and Processes and Landforms*, 13, 677-695.
- Bertoldi, W., Zanoni, L. & Tubino, M., 2010. Assessment of morphological changes induced by flow and flood pulses in a gravel bed river: The Tagliamento River (Italy). *Geomorphology*, 114, 348-360.
- Bowen, Z. & Waltermire, R., 2002. Evaluation of light detection and ranging (LIDAR) for measuring river corridor topography. *Journal of the American Water Resources Association*, 38(1), 33-41.
- Brasington, J., Rumsby, T. & R.A., M., 2000. Monitoring and modelling morphological change in a braided gravel-bed river using high resolution GPS-based survey. *Earth Surface Processes and Landforms*, 25(9), 973-990.
- Brasington, J., Vericat, D. & Rychkov, I., 2012. Modeling river bed morphology, roughness, and surface sedimentology using high resolution terrestrial laser scanning. *Water Resources Research*, 48(11).
- Charlton, M., Large, A. & Fuller, I., 2003. Application of airborne lidar in river environments: The River Coquet, Northumberland, UK. *Earth Surface Processes and Landforms*, 28, 299-306.
- Cochard S., A. C., 2008. Tracking the free surface of time-dependent flows: Image processing for the dam-break problem. *Experiments in Fluids*, 44(1), 59-71.

Comiti, F. et al., 2011. Channel adjustments and vegetation cover dynamics in a large gravel bed river over the last 200 years. *Geomorphology*, 125, 147-159.

Diab, R., Link, O. & Zanke, U., 2010. Geometry of developing and equilibrium scour holes at bridge piers in gravel. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 37(4), 544-552.

Dreano, J., Valance, A., Lague, D. & Cassar, C., 2010. Experimental study on transient and steady-state dynamics of bedforms in supply limited configuration. *Earth Surface Processes and Landforms*, 35(14), 1730-1743.

Egozi, R. & Ashmore, P., 2009. Experimental analysis of braided channel pattern response to increased discharge. *Journal of Geophysical Research F: Earth Surface*, 114(2).

Giménez, R., Planchon, O., Silvera, N. & Govers, G., 2004. Longitudinal velocity patterns and bed morphology interaction in a rill. *Earth Surface Processes and Landforms*, 29(1), 105-114.

Goujon, C., Dalloz-Dubrujeaud, B. & Thomas, N., 2007. Bidisperse granular avalanches on inclined planes: A rich variety of behaviors. *European Physical Journal E*, 23, 199-215.

Hoey, T. (1992). Temporal variations in bedload transport rates and sediment storage in gravel-bed rivers. *Progress in Physical Geography*, 16(3) 319-338.

Lane, S., James, T., Pritchard, H. & Saunders, M., 2003. Photogrammetric and laser altimetric reconstruction of water levels for extreme flood event analysis. *Photogrammetric Record*, 18(104), 293-307.

Lane, S., Westaway, R. & Hicks, D., 2003. Estimation of erosion and deposition volumes in a large, gravel-bed, braided river using synoptic remote sensing. *Earth Surface Processes and Landforms*, 28(3), 249-271.

Lay, Y.-L., Yang, H.-J., Lin, C.-S. & Chen, W.-Y., 2012. 3D face recognition by shadow moiré. *Optics and Laser Technology*, 44, 148-152.

Limare, A. et al., 2011. Optical method for measuring bed topography and flow depth in an experimental flume. *Solid Earth*, 2(2), 143-154.

Meunier, P., 2005. *Dynamique des rivières en tresses*, Thèse de Doctorat, Université Paris 7.

Michael, F. & Gerhard, G., 2006. Description of a flume channel profilometry tool using laser line scans. *Aquatic Ecology*, 40(4), 493-501.

Moro, F., Faug, T., Bellot, H. & Ousset, F., 2010. Large mobility of dry snow avalanches: Insights from small-scale laboratory tests on granular avalanches of bidisperse materials. *Cold Regions Science and Technology*, 62(1), 55-66.

Mueller, E., Pitlick, J. & Nelson, J., 2005. Variation in the reference Shields stress for bed load transport in gravel-bed streams and rivers. *Water Resources Research*, 41, 1-10.

Pouliquen, O. & Forterre, Y., 2002. Friction law for dense granular flows: Application to the motion of a mass down a rough inclined plane. *Journal of Fluid Mechanics*, 453, 133-151.

Rumsby, B. et al., 2008. Monitoring and modelling particle and reach-scale morphological change in gravel-bed rivers: Applications and challenges. *Geomorphology*, 93(1-2), 40-54.

Stojic, M., Chandler, J., Ashmore, P. & Luce, J., 1998. The assessment of sediment transport rates by automated digital photogrammetry. *Photogrammetric Engineering and Remote Sensing*, 64(5), 387-395.

Takeda, M., Ina, H. & Kobayashi, S., 1982. Fourier-transform method of fringe-pattern analysis for computer-based topography and interferometry. *Journal of the Optical Society of America*, 72, 156-160.

Vincent, C., 2003. *Recalage et fusion pour la reconstruction de surfaces 3D obtenues par projection de franges. Application à un système de vision dédié à l'orthopédie* Thèse de doctorat.,

374 Université Jean Monnet, Saint Etienne:

375 Westaway, R., Lane, S. & Hicks, D., 2001. Remote sensing of clear-water, shallow,
376 gravel-bed rivers using digital photogrammetry. *Photogrammetric Engineering and Remote*
377 *Sensing*, 67(11), 1271-1281.

378

379

380

List of Figures

Figure 1: Moiré method principle: 1) projected fringes, 2) fringes deformed, 3) bed topography by relief

Figure 2: Unwrapping method: the signal on the top is discontinuous and the signal on the bottom is corrected using the unwrapping method

Figure 3: Topography apparatus: 1) moving rail, 2) camera, 3) video projector, 4) projected fringes

Figure 4: Virtual reference plane set-up: 1) stainless-steel bars for the construction of the virtual plane, 2) PVC bars for height calibration

Figure 5: The section of bars are trapezoidal to avoid signal discontinuities. Number 1, 2, 3 refers to different fringes. With square section on the left, they are confusions between fringes

Figure 6: Virtual reference plane construction

Figure 7: The white part (gray scale >140) of the signal is disturbed by pixel surrounding

Figure 8: The difference plane: subtraction of 2 bed topographies built with 2 different Reference Planes

Figure 9: The distribution of the difference between two bed topographies built with two different reference planes and a normal distribution: mean=0, standard deviation=0.10

Figure 10: Flume description: 1) Adjustable slope, 2) Topography apparatus, 3) Downstream water tank, 4) Upstream water tank, 5) Sediment feeder, 6) Conveyor belt, 7) Sediment collector 8) Flow meter, 9) Braided pattern, 10) Hydraulic pump

Figure 11: Braided pattern

Figure 12: Bed topography with flow direction from the left of the image to the right. Up: $t=284$ h, down: $t=290$ h

Figure 13: Subtraction of the second DEM (Fig. 12 down) from the first (Fig. 12 up)

405 Figure 14: Example of bed profile evolution and error associated

406 Figure 15: Difference distribution between topographies at $t=284$ h and $t=290$ h

407

408

409

410

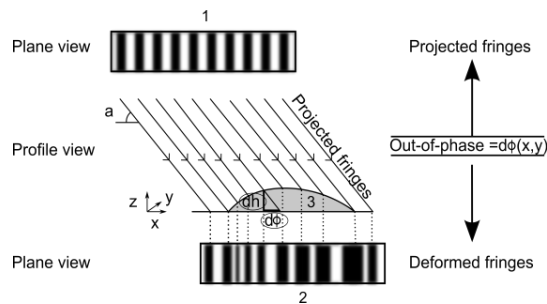
411

412

413

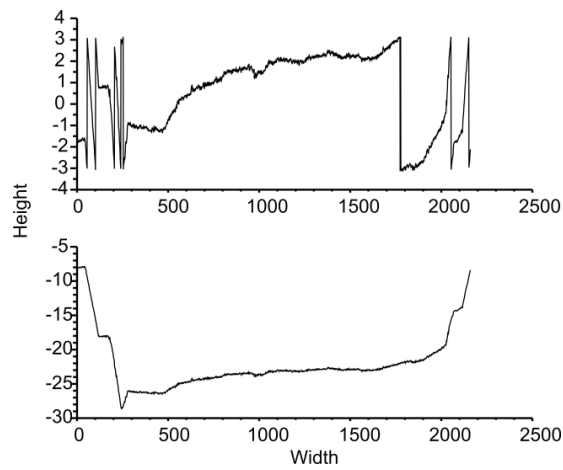
414

415



416

417 Figure 1: Moiré method principle: 1) projected fringes, 2) fringes deformed, 3) bed topography
418 by relief



419

420 Figure 2: Unwrapping method: the signal on the top is discontinuous and the signal on the bottom
421 is corrected using the unwrapping method

422

423

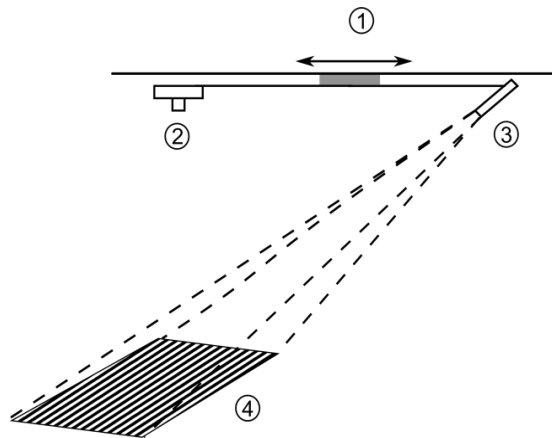


Figure 3: Topography apparatus: 1) moving rail, 2) camera, 3) video projector, 4) projected fringes



Figure 4: Virtual reference plane set-up: 1) stainless-steel bars for the construction of the virtual plane, 2) PVC bars for height calibration

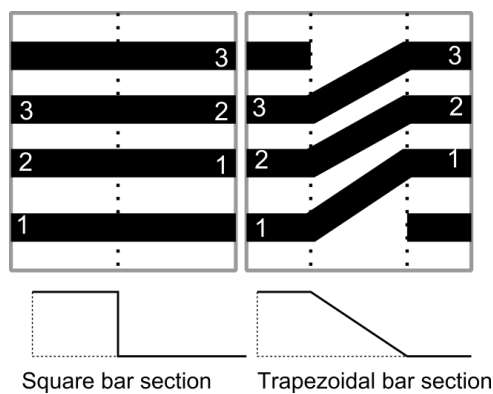
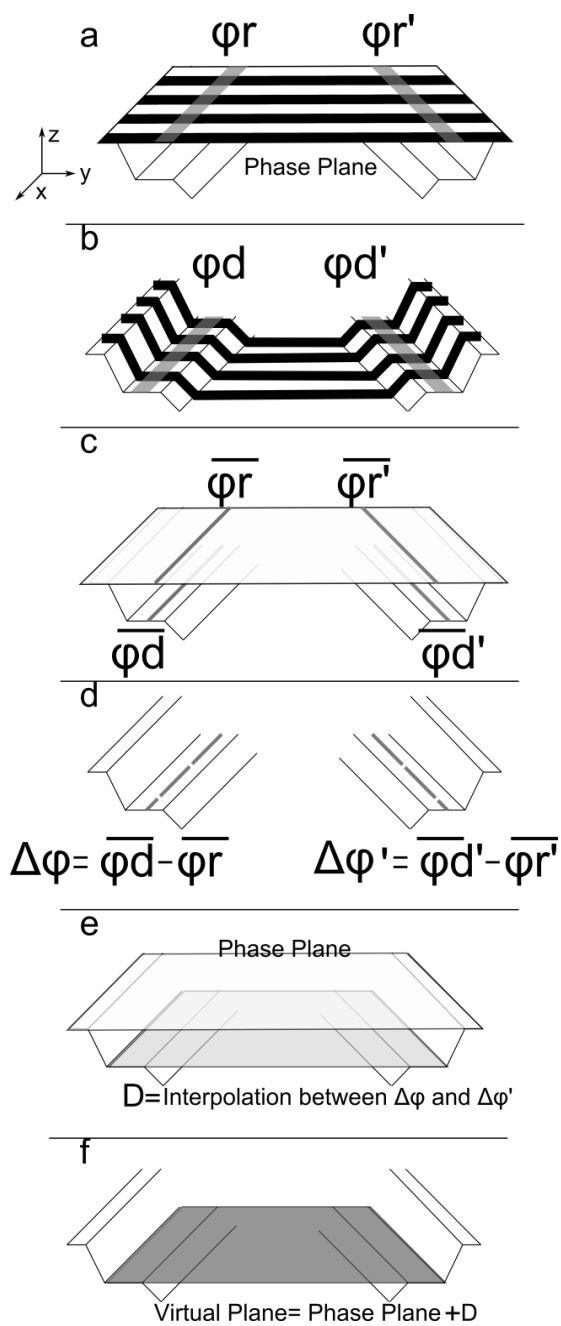


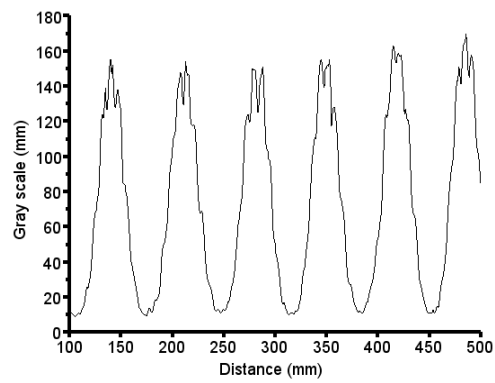
Figure 5: The section of bars are trapezoidal to avoid signal discontinuities. Number 1, 2, 3 refers to different fringes. With square section on the left, they are confusions between fringes



433

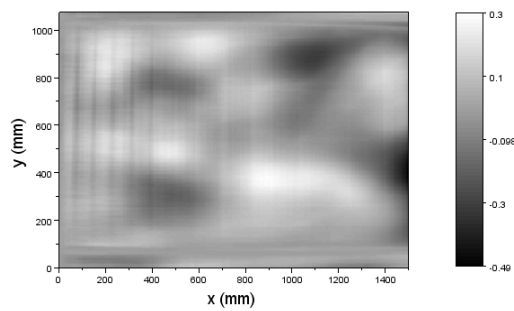
434 Figure 6: Virtual reference plane construction

435



436

437 Figure 7: The white part (gray scale >140) of the signal is disturbed by pixel surrounding



438

439 Figure 8: The difference plane: subtraction of 2 bed topographies built with 2 different Reference

440 Planes

441

442

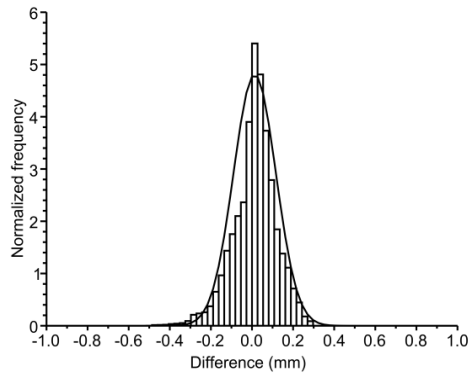


Figure 9: The distribution of the difference between two bed topographies built with two different reference planes and a normal distribution: mean=0, standard deviation=0.10

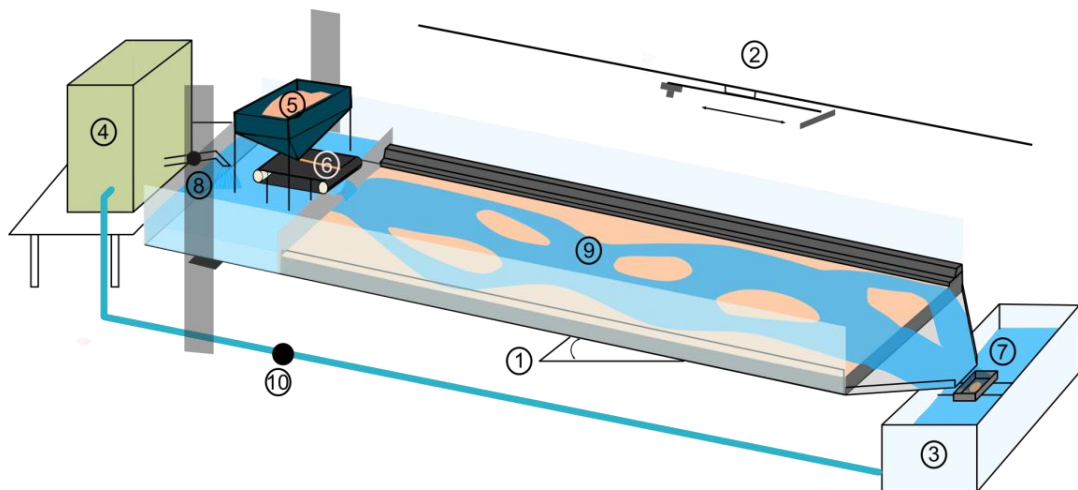


Figure 10: Flume description: 1) Adjustable slope, 2) Topography apparatus, 3) Downstream water tank, 4) Upstream water tank, 5) Sediment feeder, 6) Conveyor belt, 7) Sediment collector, 8) Flow meter, 9) Braided pattern, 10) Hydraulic pump



Figure 11: Braided pattern

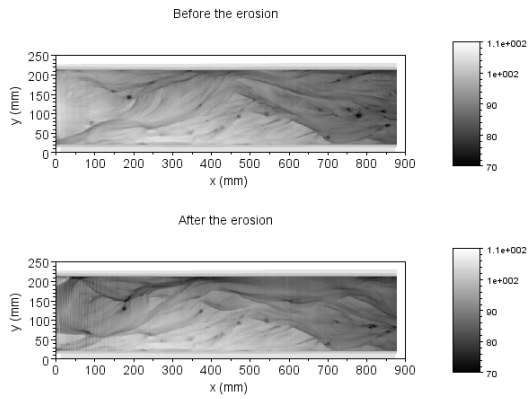


Figure 12: Bed topography with flow direction from the left of the image to the right. Up: $t=284$ h, down: $t=290$ h

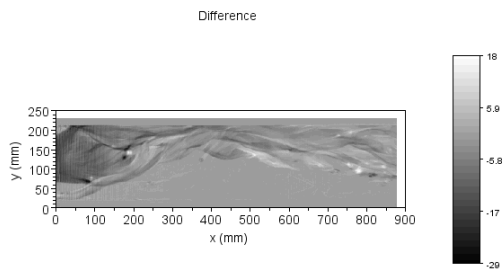


Figure 13: Subtraction of the second DEM (Fig. 12 down) from the first (Fig. 12 up)

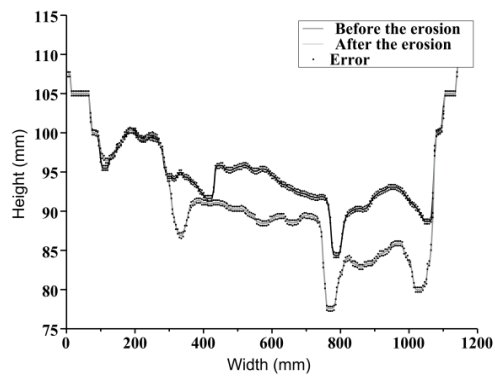


Figure 14: Example of bed profile evolution and error associated

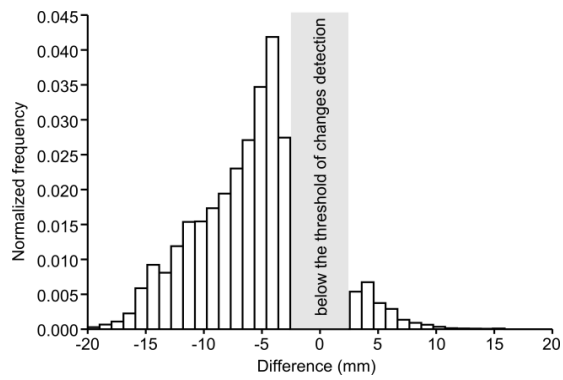


Figure 15: Difference distribution between topographies at $t=284$ h and $t=290$ h

Annexe B

Évaluation du transport solide à partir de la largeur morphologiquement active

Notre donnée de base sont les topographies "sèches" du modèle, sauf en de rares exceptions, l'écoulement est stoppé. Pour estimer les paramètres hydrauliques, nous devons de là extraire deux paramètres dont dépend la prédiction du transport solide. Le premier est la largeur et nous considérons la largeur morphologiquement active *LMA*. Concrètement on considère à t , la surface qui a changée entre $t - 1$ et t . Le deuxième paramètre est plus délicat à obtenir : le débit effectif.

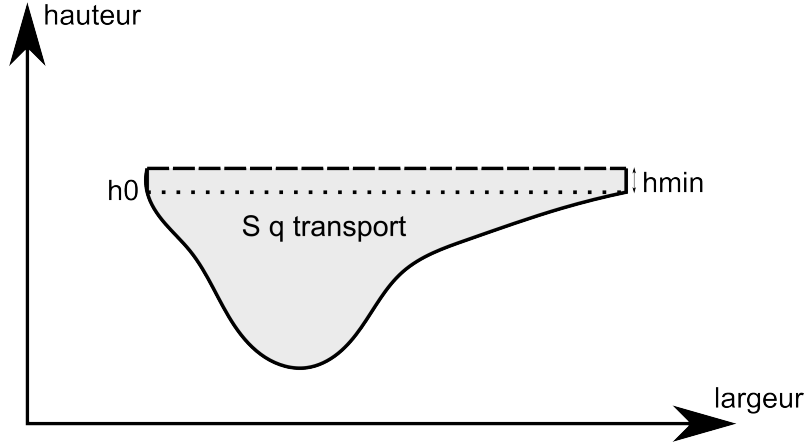


FIGURE B.1 – Principe de calcul de la surface d'écoulement

Afin d'évaluer le débit qui transite $S_{Q_{transport}}$, nous avons calculé la surface théorique $S_{Q_{max}}$ de l'écoulement en prenant l'intégralité du débit. Cette surface est calculée soit à partir des lois de frottements (par exemple Manning-Strickler) soit en fixant la vitesse de l'écoulement. On sait que l'écoulement était présent sur toute la largeur *LMA*, y compris au maximum et cet endroit correspond à la plus faible hauteur d'eau qui transporte (Fig. B.1) : $h_{min} \mid \tau^*(h) > \tau_c^*$. En prenant une contrainte arbitraire critique de 0.047, on obtient une hauteur h_0 que l'on ajoute à la hauteur déterminée par le profil.

A ce stade, nous avons reconstruit une hauteur d'eau théorique dont on peut calculer la surface d'écoulement $S_{Q_{transport}}$. On extrait un ratio de débit fondé sur un ratio des surfaces (Eq. B.1), avec $Q_{transport}$ le débit participant réellement au transport solide et Q_{max} , le débit total.

La largeur *LMA* n'est pas nécessairement continue : le profil peut être continu par morceaux et cette méthodologie est appliquée pour chaque morceaux et la surface totale sera la somme des surfaces par morceaux.

$$\frac{S_{Q_{transport}}}{S_{Q_{max}}} = \frac{Q_{transport}}{Q_{max}} \quad (B.1)$$

Cette technique a montré des résultats pour le moins louches : la ratio de surface prend des valeurs supérieures à 1. Cette technique n'est donc pas adaptée.

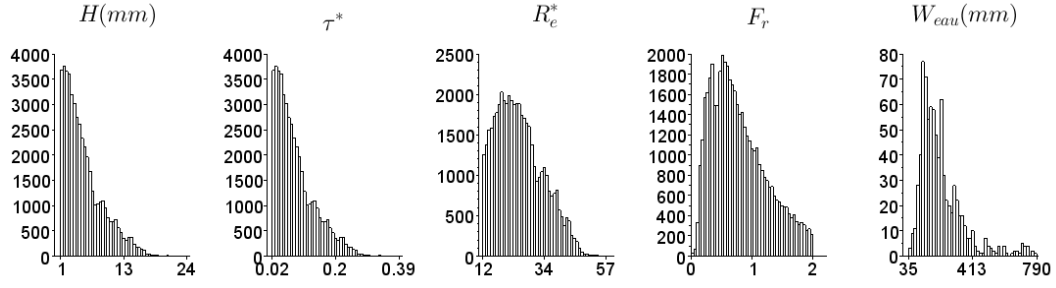
Annexe C

Distributions

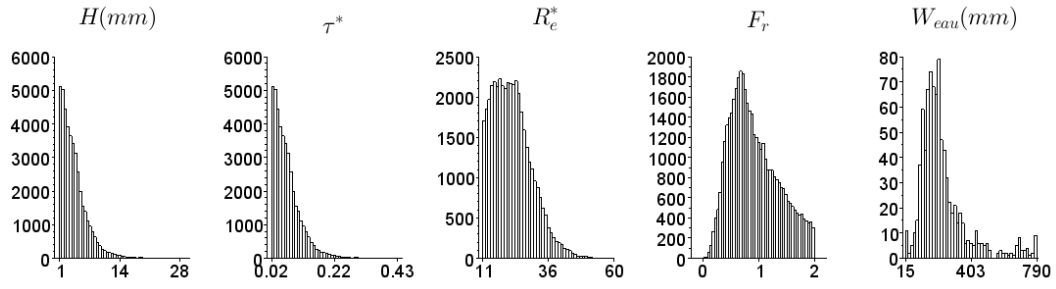
Distribution de hauteurs d'eau, paramètres de Shields, nombre de Reynolds, nombre de Froude et largeur de l'écoulement à partir des topographies mesurées avec l'écoulement

Granulométrie Uniforme

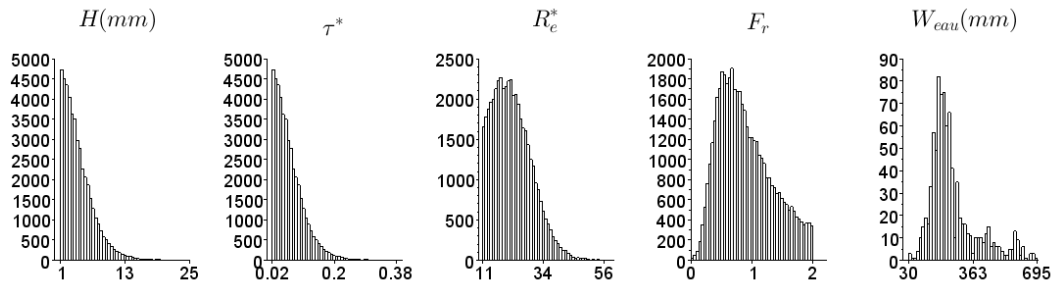
à t=256h, run 3



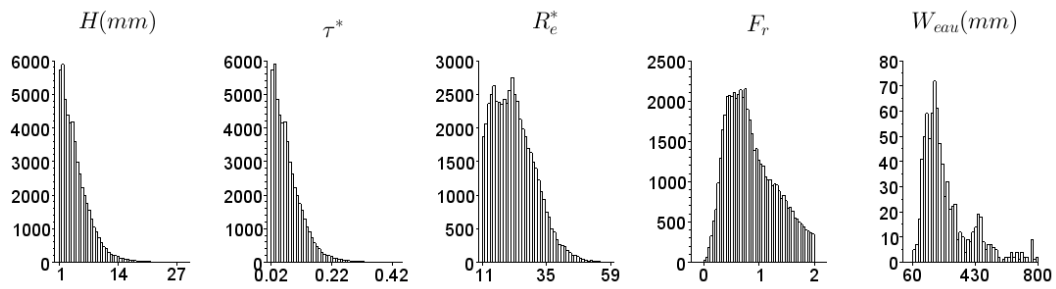
à t=266h, run 3



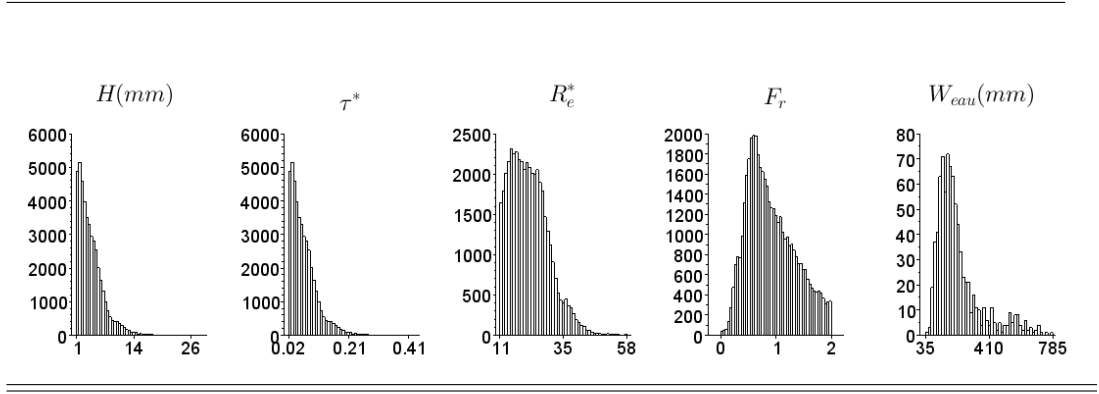
à t=268h, run 3



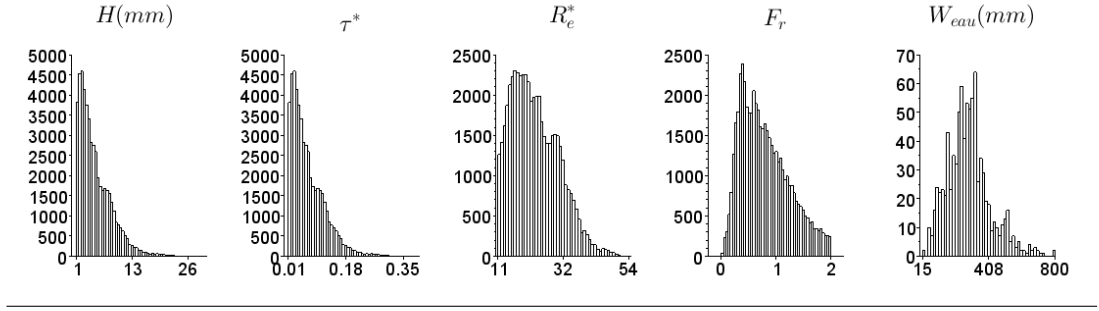
à t=270h, run 3



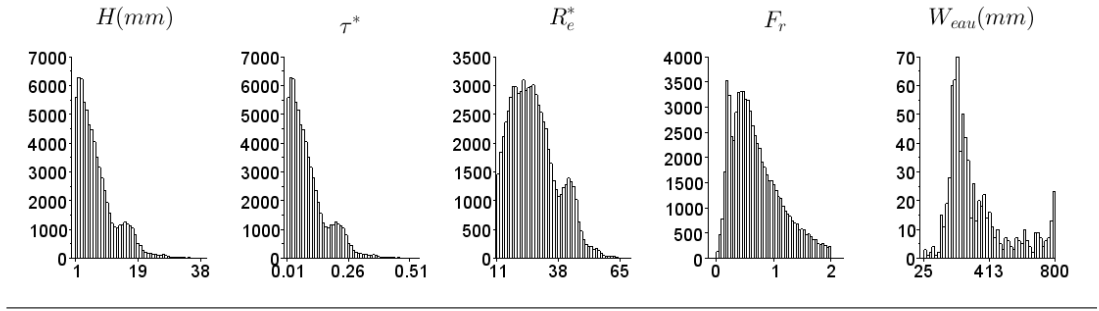
à t=274h, run 3



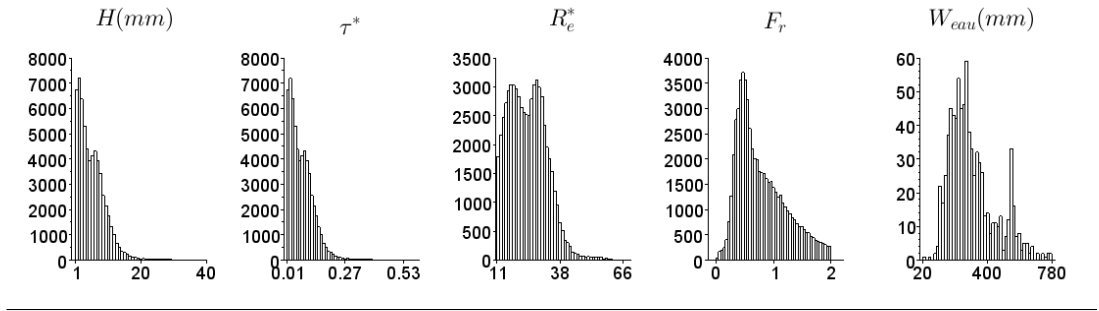
à $t=286h$, run 4



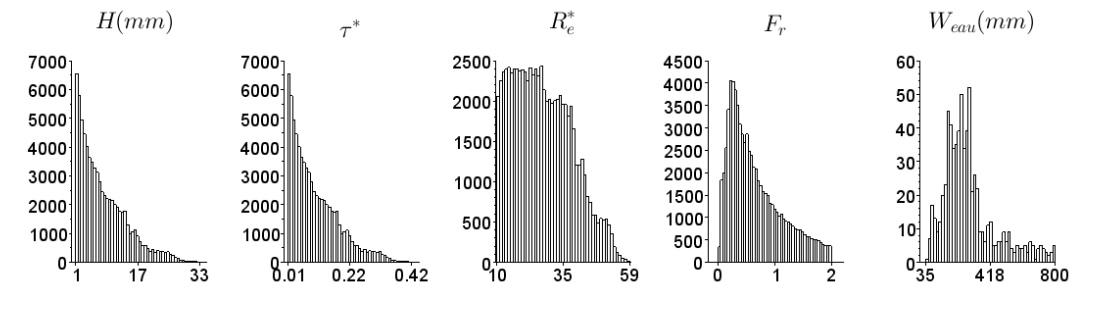
à $t=292h$, run 4

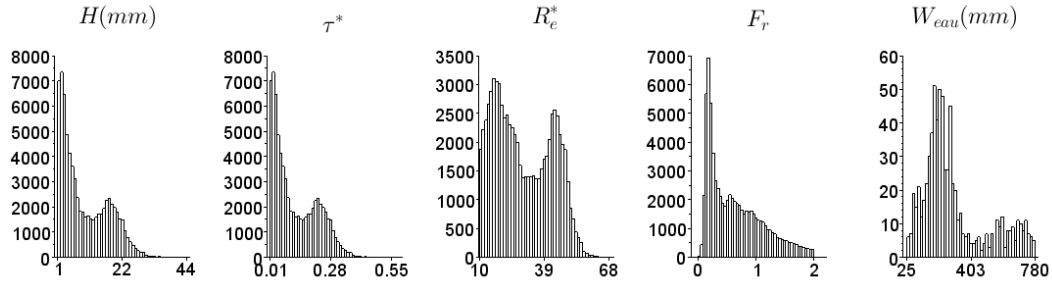


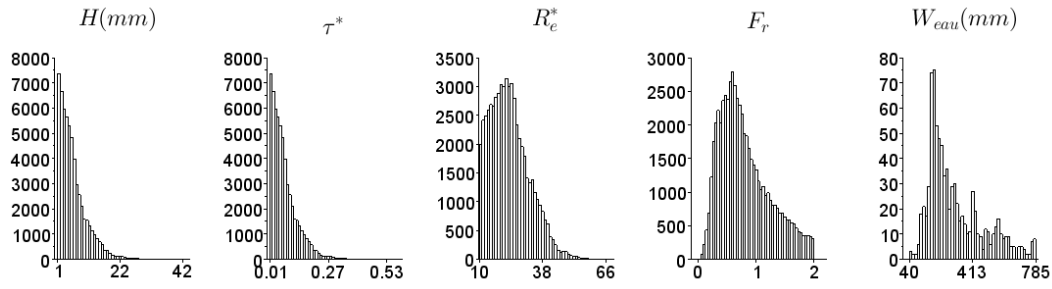
à $t=298h$, run 4

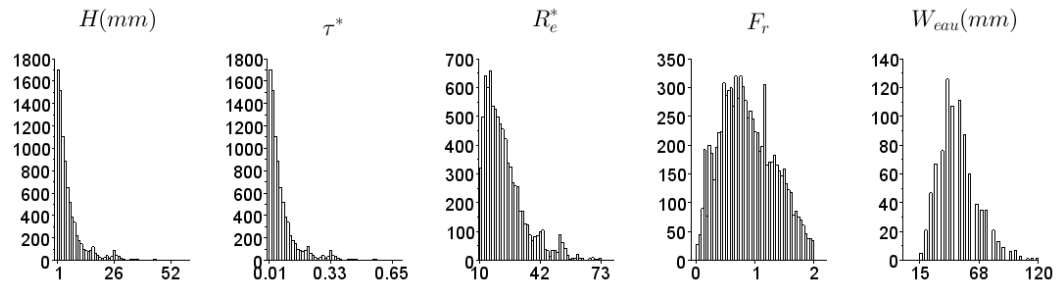


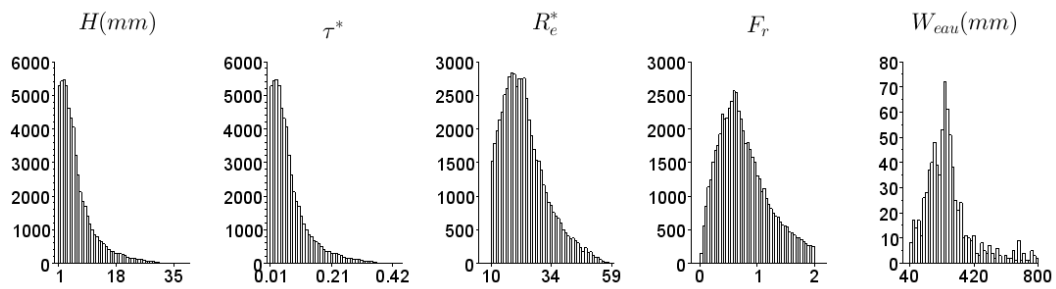
à $t=308h$, run 4



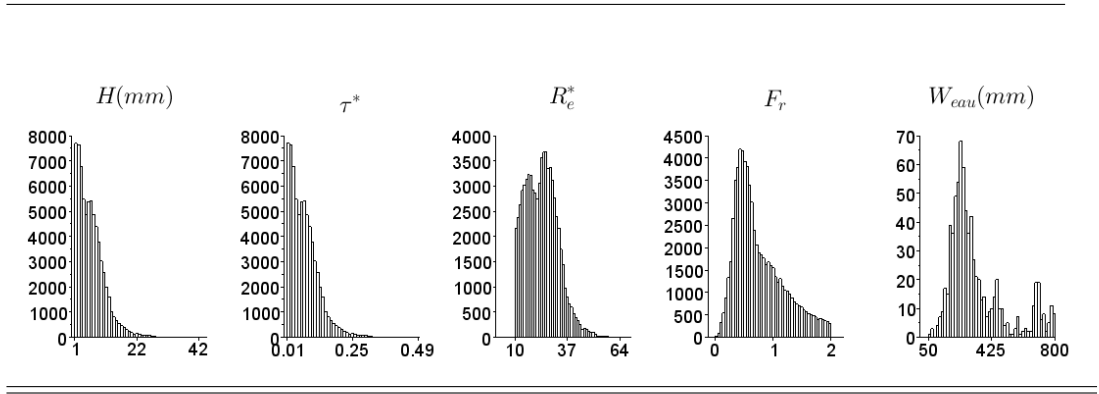
à t=312h, run 4


à t=322h, run 4


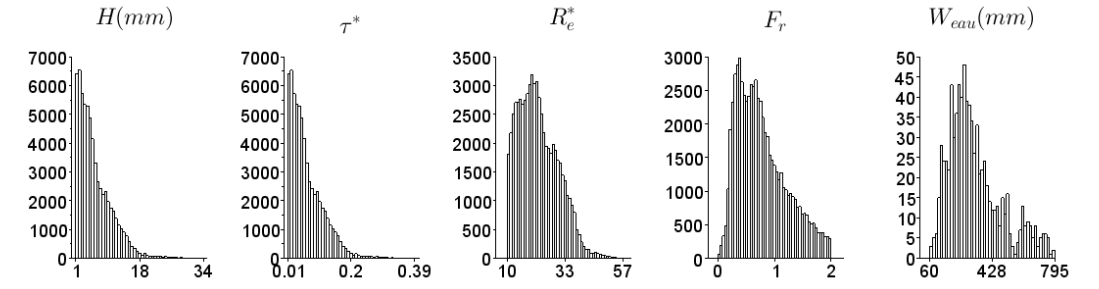
à t=326h, run 4


à t=334h, run 4


à t=354, run 4

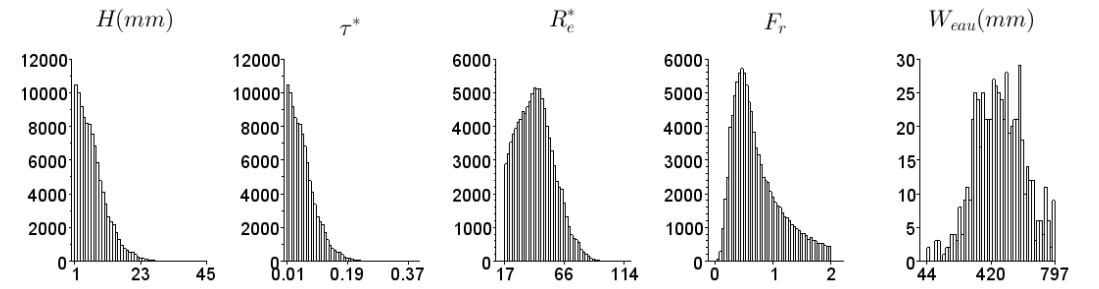


à $t=374h$, run 4

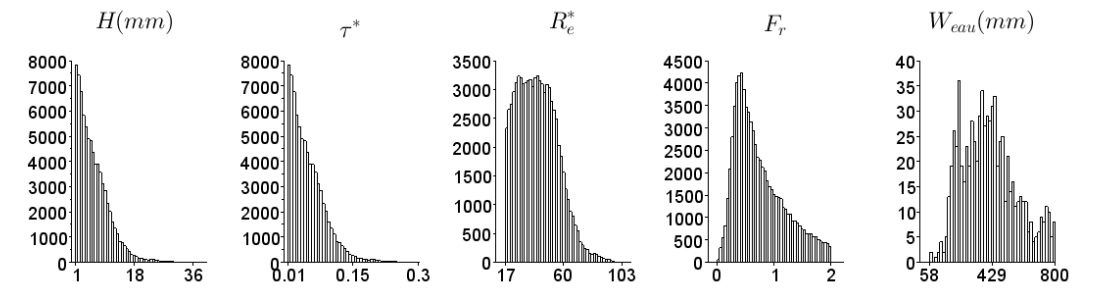


Granulométrie Etendue

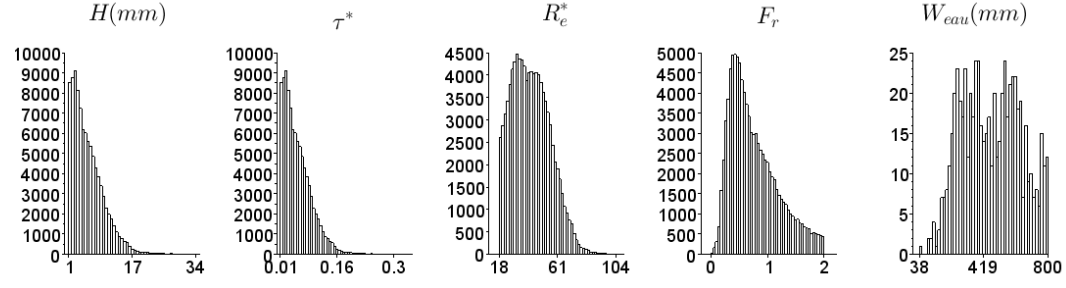
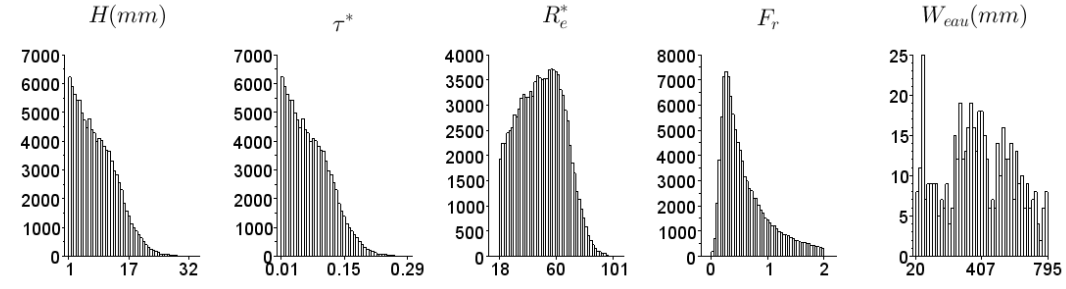
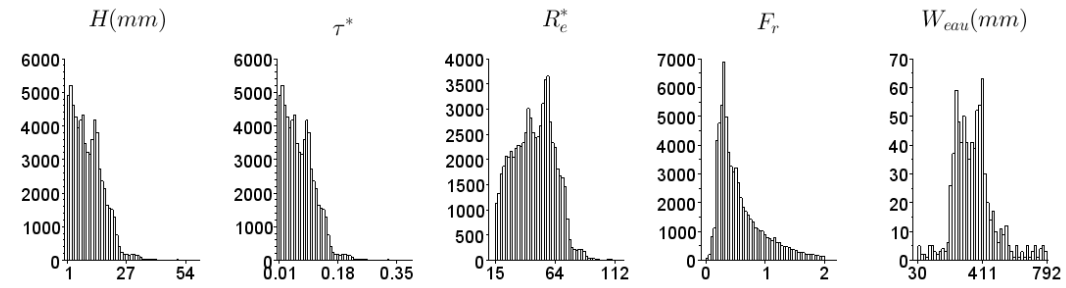
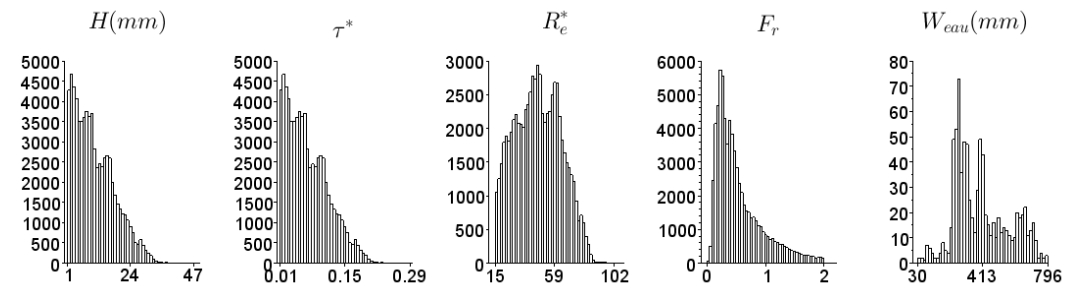
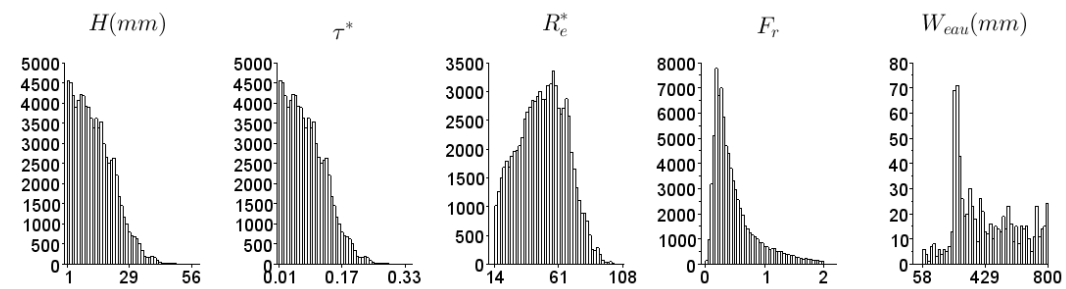
à $t=160h$, run 7



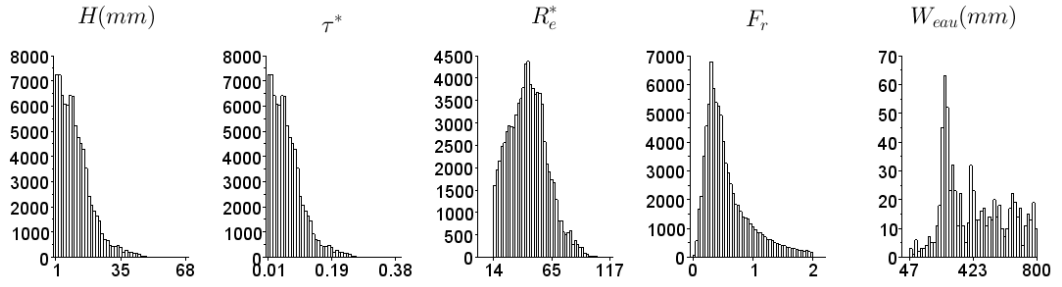
à $t=178h$, run 7



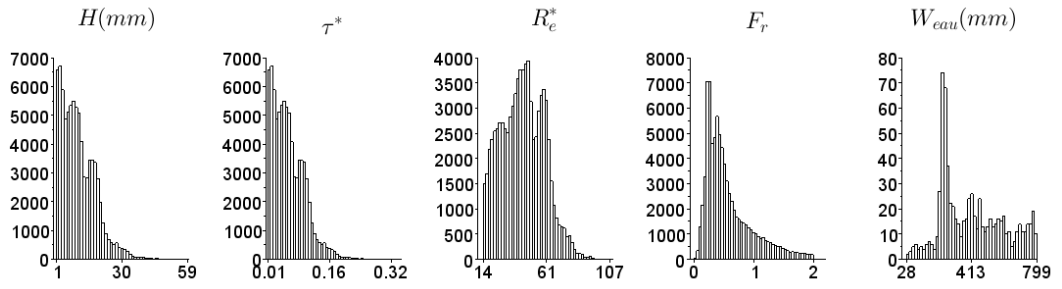
à $t=232h$, run 7

à $t=234h$, run 7à $t=237h$, run 8à $t=238h$, run 8à $t=239h$, run 8

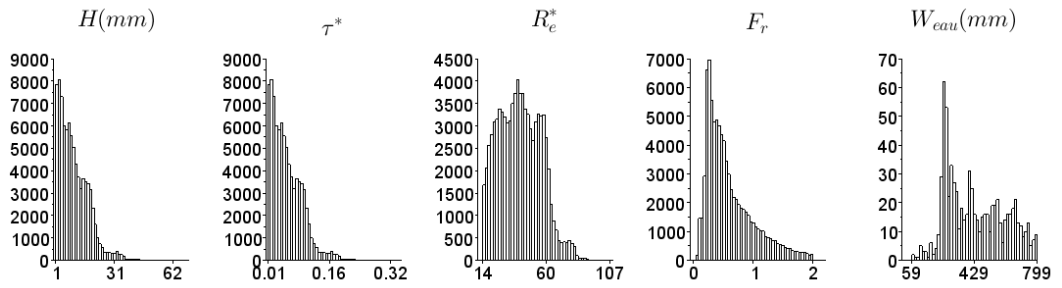
à t=240h, run 8



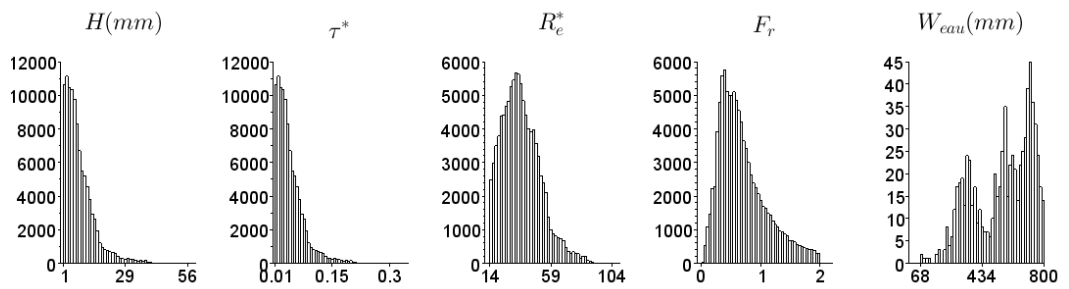
à t=241h, run 8



t=242h, run 8



à t=246h, run 8



à t=247h, run 8

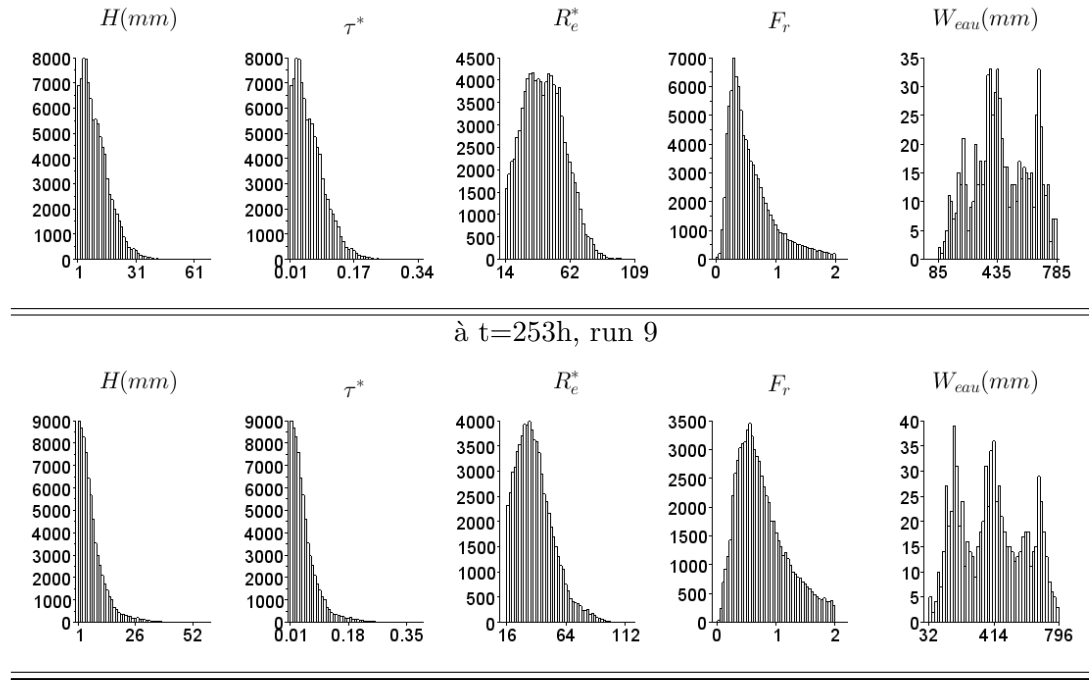


TABLE C.1 – Distributions du paramètre de Shields τ^* , Froude F_r , Reynolds particulaire R_e^* , hauteur d'eau H_{eau} , et largeur W_{eau}

Résumé

Les mécanismes complexes qui régissent la morphologie des rivières en tresses et l'interaction avec le tri granulométrique restent encore à approfondir. Cette thèse s'articule autour de trois thèmes : l'étude de la déstabilisation d'un système en tresses puis sa mise à l'équilibre, l'interaction de la morphologie avec le tri granulométrique et enfin la prédiction du transport solide. Pour cela, nous avons étudié 3 modélisations de différents systèmes alluviaux : des bancs alternés en granulométrie étendue (durée 100h), un système en tresses en granulométrie uniforme (durée 385h) et enfin un système en granulométrie étendue (durée 435h). Chaque modèle de tresses a subi plusieurs changements de conditions d'alimentation.

Il ressort que seul un paramètre, la surface du lit situé au delà de la pente moyenne, pourrait être un bon candidat pour comparer l'état d'équilibre (érosion ou exhaussement) de différents systèmes. Pour une étude d'un site donné, les paramètres classiques comme la pente ou le Bed Relief Index (*BRI*) sont tout aussi pertinents.

Le tri granulométrique sur les systèmes divaguants se manifeste de plusieurs façons : il est à l'origine de la migration du chenal principal et participe activement à la formation de patchs sédimentaires, catalyseurs de l'émergence des bancs. Les lobes sédimentaires qui se retrouvent dans le modèle en granulométrie uniforme n'apparaissent que dans certains cas, laissant place à une mobilité des sédiments discontinue, généralement de proche en proche.

La modélisation du transport solide dans ces systèmes à faciès complexes se heurte à la forte variabilité des conditions hydro-sédimentaires. L'abondance de confluences et des fronts de bancs modifie la relation de transport avec les conditions locales. L'influence de la morphologie est prépondérante dans la dynamique du transport solide.

Mots-clés : Rivière en tresses, Morphologie, Équilibre, Tri granulométrique, Charriage

Abstract

Complex mechanisms involved in braided rivers morphology and the interaction with the grain sorting are slightly studied. Throughout this thesis, we study the morphological signature of a system at equilibrium, and the interaction between the bed morphology and grain sorting. From our small-scale experiments, we studied the prediction of sediment transport. We studied three different small-scale streams, a alternate bars model with heterogeneous sediment (duration 100h), a braided stream model using uniform sand (duration 385h) and a braided stream model using sand and coarse sand mixture (duration 435h). Upstream conditions have been changed several times for each braided stream.

It appears that the only one relevant index to compare sediments stages of different streams is the surface above the average slope. To study a single site's evolution, the traditional parameters such as slope or Bed Relief Index (*BRI*) are relevant enough.

We observed different effects of grain sorting. First, grain sorting is responsible of selective depositions and led to active channel migration. The selective deposition leads to bar emergence. Sedimentary lobes that we observed on uniform sand model were rarely noticed on the sand and coarse sand mixture experiment. This results suggests that sediments motion is weakly linked to grain size range.

Modeling of sediment transport in such varied morphology faces different problems. Plenty of confluences and fronts bars changes sediment transport and local conditions connections. The influence of morphology is predominant in the dynamic of sediment transport.

Key-words : Braided rivers, Morphology, Equilibrium, Grain sorting, Bed load