HAL
archives-ouvertes.fr

Transport sédimentaire induit par un courant : effet du disponible sédimentaire

Melanie Vah

▶ To cite this version:

Melanie Vah. Transport sédimentaire induit par un courant : effet du disponible sédimentaire. Mécanique des fluides [physics.class-ph]. Normandie Université, 2019. Français. NNT : 2019NORMLH14 . tel-02310703

HAL Id: tel-02310703
https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-02310703

Submitted on 10 Oct 2019

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

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

Normandie Université

THESE

Pour obtenir le diplôme de doctorat

Spécialité Mécanique des fluides, énergétique, thermique, combustion, acoustique - 4200014

Préparée au sein de « UMR CNRS 6294, laboratoire LOMC »

Transport sédimentaire induit par un courant : effet du disponible sédimentaire

Présentée et soutenue par
Mélanie VAH

Thèse soutenue publiquement le 28 juin 2019 devant le jury composé de		
M. Alain TRENTESAUX	Professeur, LOG, UMR CNRS 8187, Université de Lille, 59655 Villeneuve d'Ascq	Rapporteur, Président du jury
M. Thierry GARLAN	Docteur HDR, SHOM, 29228 Brest	Rapporteur
M. Serge SUANEZ	Professeur, Université de Bretagne Occidentale, UMR LETG 6554 CNRS, Institut Universitaire Européen de la Mer, Technopôle Brest-Iroise, 29280 Plouzané	Examinateur
M. François MARIN	Professeur, LOMC, UMR CNRS 6294, Le Havre Normandie Université, 76058 Le Havre	Directeur de thèse
Mme Armelle JARNO	Maître de Conférences, LOMC, UMR CNRS 6294, Le Havre Normandie Université, 76058 Le Havre	Co-encadrante
Mme Sophie LE BOT	Maître de Conférences, M2C, UMR CNRS 6143, Rouen Normandie Université, 76821 Mont Saint Aignan	Co-encadrante

Thèse dirigée par François MARIN, laboratoire LOMC, UMR CNRS 6294, Le Havre Normandie Université.

Logo Etablissement

UNIVERSITÉ LE HAVRE NORMANDIE

RÉGION NORMANDIE

Logo Ecole Doctorale

ED PSIME

Logo laboratoires

LABORATOIRE ONDES et MILIEUX COMPLEXES

cnrs

Résumé

La quantité de sable mobilisable sur un fond sédimentaire, ou disponible sédimentaire, a un impact important sur la morphodynamique du fond sédimentaire. Il existe de nombreuses zones côtières soumises à cette limitation du disponible sableux et qui jouent un rôle dans les phénomènes d'érosion-engraissement des plages ou bien peuvent impacter les activités humaines comme la navigation, les ports ou les systèmes de récupération d'énergie offshore. Cependant, il n'existe que peu d'études concernant l'impact du disponible sédimentaire en zone côtière sur les dimensions des structures sédimentaires, le transport sédimentaire par charriage, la vitesse de migration des structures ou encore le seuil de mise en mouvement des sédiments.

L'impact de la quantité de sable mobilisable sur la morphodynamique d'un fond sédimentaire soumis à un courant est étudié expérimentalement dans un canal à courant. La vitesse de l'écoulement est telle que la contrainte au fond soit supérieure à la contrainte critique de mise en mouvement des sédiments. L'évolution temporelle des longueurs d'onde des rides montre une dépendance avec le disponible sédimentaire. Il en est de même pour les paramètres tels que la hauteur ou la longueur d'onde des structures à l'équilibre. Une ré-analyse des données in-situ de Ferret 2011 [46] est effectuée et les résultats obtenus sur les vitesses de migration sont comparés aux résultats expérimentaux. La dépendance du transport sédimentaire par charriage et de la vitesse de migration avec le disponible sédimentaire peut être modélisée par l'ajout d'un facteur dépendant de la fraction surfacique du fond couverte de sédiment mobilisable.

L'impact du disponible sédimentaire sur le seuil de mise en mouvement des sédiments est également abordé de manière expérimentale avec différentes rugosités pour le fond immobile. Deux méthodes de détection du seuil de mise en mouvement sont développées de manière à automatiser au maximum la mesure. L'impact des rugosités testées et du disponible sédimentaire sur le seuil de mise en mouvement de sédiments homogènes, faiblement hétérogènes et coquilliers est étudié expérimentalement.

Abstract

The amount of sand that can be mobilized on a sedimentary bed or sediment supply, has an important impact on the bed morphodynamics. There are many coastal areas subjected to the limitation of sediment that can play a significant role in the erosion-accretion processes of beaches or can impact human activities such as navigation, ports or offshore energy recovery systems. However, there are few studies on the impact of sediment supply in coastal zones on bedforms dimensions, sediment bedload transport, migration celerity of bedforms or on the sediment threshold.

The impact of sediment supply on the morphodynamics of a sedimentary bed subjected to a current is experimentally studied in a current flume. The flow velocity is such that the bottom shear stress is higher than the critical shear stress for sediment threshold. The temporal evolution of ripple wavelength shows a significant dependence with the sediment supply. It is the same with parameters such as the height or the wavelength of the bedforms at equilibrium. A re-analysis of field data from Ferret 2011 [46] is performed and the obtained results for the bedform migration velocity are compared with the experimental results. The influence of the sediment bedload transport and the migration velocity with the sediment supply can be modeled by the addition of a factor depending on the fraction of the bottom covered with movable sediment.

The impact of the sediment supply on the sediment threshold is also experimentally studied with different roughness for the immobile bottom. Two methods of detection of the sediment threshold are developed in order to automate the acquisition and process as much as possible. The impact of the bottom roughness and the sediment supply on the sediment threshold for homogeneous, weakly heterogeneous and shellfish sediment is experimentally studied.

Remerciements

Après trois années de thèse, le moment de faire le point sur cette aventure, loin d'être solitaire, est venue. Ce jour je suis en première ligne, à un "instant T" dans ma vie, autant professionnelle que personnelle, mais je n'aurais pu parvenir, seule, à un tel résultat.

Je souhaite tout d'abord remercier mon encadrement de thèse sans qui cette expérience n'aurait pas été possible. François MARIN, mon directeur de thèse, qui m'a fait confiance pour mener à bien ce travail mais aussi et surtout pour avoir pris le temps de répondre à mes questions quand je poussais la porte de son bureau. Armelle JARNO, une personne aimant son travail avec une passion qu'elle sait transmettre pareillement à sa motivation, personne sans laquelle cette thèse n'aurait pas été la même, sa présence continue via tous les moyens de communication possibles pour répondre à mes questions, prendre en compte mes théories les plus bizarres ou encore me remonter le moral, et parler de la vie de tous les jours, ... Sophie LE BOT qui a su prendre du temps pour faire découvrir la géologie et les contraintes liées au terrain à une physicienne aux connaissances bien éloignées du domaine (ce n'était pas gagné d'avance). Je souhaite aussi remercier les membres de mon jury d'avoir pris le temps d'évaluer mon travail et de le juger.

La vie de doctorant serait moins sympathique sans les autres doctorants au sein du laboratoire. Merci à vous pour les bons moments passés ensemble mais aussi pour l'aide précieuse afin de vider ou remettre du sable dans le canal (au moins 3 tonnes cumulées ! ! !). Merci aux doctorants ou ex-doctorants de la team hydro-sédimentaire : Alaa, Ellynn et Anthony ! Je souhaiterais remercier tout particulièrement les doctorants du bureau 110. Le meilleur bureau ! ! Toutes les discussions, les bons moments, le soutien moral, ... ont été précieux durant toute cette thèse. Un grand merci à Sixtine, Abdessamad et Valentin pour les bons moments au labo et en dehors.

Un grand merci au reste du laboratoire pour leur bonne humeur et les temps d'échanges scientifiques (ou autres). En particulier :

- Claude, le technicien en chef, le seul capable de réaliser les montages impossibles mais indispensables à la thèse ! Procédure à suivre "spécial Claude" : arriver avec une idée (farfelue) et un plan (avec l'ensemble des côtes en mm), laisser macérer 48h et revenir pour constater que le projet final est encore mieux que celui imaginé initialement !
- Carole et Séverine, les mamans administratives du labo sans lesquelles le mille feuilles administratif aurait été un enfer insurmontable !
- Innocent, le directeur du laboratoire, pour son accueil.

Je souhaite aussi remercier Marc Le Monnier pour la réalisation du nid d'abeille hors des standards de son entreprise ainsi que Bernard Fourquemin pour la réalisation de la découpe de la cale de calibration.

Un très très grand merci aux filles de la formation Expérimentarium : Élise, la petite Claire et la grande Claire. Les mamans des doctorants ! Cette formation a été une vraie bouffée d'oxygène au cours de cette thèse. Vous êtes parfaites ne changez rien ! Vous êtes et vous serez toujours les bienvenues au Havre.

Je souhaite aussi chaleureusement remercier les collègues du lycée Guillaume le Conquérant de Lillebonne. Vous m'avez permis de m'intégrer très facilement dans l'établissement, de prendre goût à l'enseignement. Merci pour l'aide fournie pour les cours et votre soutien dans cette période qui coïncidait avec la fin de ma rédaction de thèse. Merci à Maryline, ma tutrice préférée, pour son aide dans les cours et d'avoir toujours eu un œil sur moi. Merci à mamie Arlette pour sa bonne humeur et les moments d'échanges dans son « restaurant ». Merci à Jean Louis (mon tuteur préféré), Delphine et Jeanne d'être venus aussi me soutenir lors de ma soutenance. Merci aussi au reste de l'équipe : Rachel, Astrid, Sylvie, Arthur, David et Philippe. Vous allez me manquer !

Pour conclure les remerciements, j'ai une pensée pour mes proches qui sont là depuis l'origine et donc bien avant le début de cette thèse. Tout d'abord, un grand merci à mes parents pour leur soutien indéfectible. Vous avez toujours cru en moi. Merci pour les heures de discussions et de soutien moral qui m'ont été bien utiles durant cette longue période de travail. Un grand merci encore pour celles et ceux qui ont contribué à l'organisation et la réalisation du pot de thèse (ça m'a permis d'éviter du stress supplémentaire). Un grand merci aussi à mes beaux parents pour leur soutien durant cette thèse. Merci à mes copines de m'avoir soutenue (même lors de la soutenance) : Catherine, Clotilde et Lucie. Merci à ma maman parisienne, Françoise, d'avoir été présente à celle-ci, cela m'a fait chaud au cœur que tu sois là. Un grand merci à ma famille et mes amis qui n'ont pu faire partie de l'assistance en ce jour mémorable mais qui m'ont soutenue tout au long de ces trois années. Pour finir (j'ai gardé le meilleur pour la fin), je tiens à remercier celui qui partage ma vie, Dany, pour qui cette thèse n'a pas toujours été facile. Tu as su me soutenir dans les moments difficiles comme dans les bons moments qui ont rythmé ces trois années.

J'ai peut-être oublié des personnes et je les prie de bien vouloir m'excuser. Un grand merci à tous pour m'avoir conduit jusqu'à l'aboutissement de ce projet.

Sommaire

Introduction **1**

1 État de l'art **5**
1.1 Écoulement de type courant sur fond plat 6
1.1.1 Régimes d'écoulement 6
1.1.2 Écoulement turbulent 7
1.2 Les caractéristiques des sédiments 8
1.2.1 Densité et taille 8
1.2.2 Hétérogénéité sédimentaire 9
1.2.3 Forme des grains 10
1.2.3.1 Facteurs de forme 3D 10
1.2.3.2 Facteurs de forme 2D 11
1.2.4 Forces s'exerçant sur les grains 13
1.3 Seuil de mise en mouvement 14
1.3.1 Définition et mesure du seuil de mise en mouvement 14
1.3.2 Quelques formulations empiriques 15
1.4 Transport sédimentaire 18
1.4.1 Types de transport sédimentaire 18
1.4.2 Cas du transport par charriage en disponible infini 19
1.4.3 Cas du transport par charriage en disponible limité 21
1.5 Structures sédimentaires 22
1.5.1 Différents types de structures sédimentaires en disponible illimité 22
1.5.2 Initiation des structures à partir d'un fond plat 22
1.5.3 Évolution de la morphologie des structures sédimentaires depuis leur formation jusqu'à l'équilibre 26
1.5.4 Dimensions à l'équilibre des rides et dunes en disponible illimité 27
1.5.5 Cas du disponible limité 29
1.6 Conclusions 31

2 Matériel expérimental et méthodes **33**
2.1 Canal et dispositifs expérimentaux 34
2.1.1 Canal 34
2.1.2 Nid d'abeille 35
2.1.3 Fond immobile 35
2.1.4 Appareil photo 36

2.1.5 Dispositif bathymétrique . . . 36
2.1.6 Dispositif de mesure de la vitesse de migration des structures sédimentaires . . . 38
2.1.7 Trappes . . . 39
2.2 Profils de vitesse dans la veine . . . 40
2.2.1 Profileurs ADCP . . . 40
2.2.2 Résultats . . . 41
2.3 Analyse sédimentaire . . . 44
2.3.1 Granulométrie par tamisage . . . 44
2.3.2 Mesure de la porosité . . . 45
2.3.3 Morphogranulomètre laser . . . 45
2.4 Post-traitement . . . 46
2.4.1 Panoramas en vue de dessus . . . 46
2.4.2 Bathymétries optiques . . . 47
2.4.3 Vitesses de migration . . . 50
2.4.4 Transport sédimentaire . . . 51

3 Morphologie des structures sédimentaires en fonction du disponible sédimentaire 53
3.1 Conditions expérimentales . . . 54
3.1.1 Conditions expérimentales des séries . . . 54
3.1.2 Validation des durées entre les arrêts de la pompe . . . 58
3.1.3 Caractérisation des effets de bord . . . 60
3.2 Évolution des longueurs d'onde - description qualitative 62
3.3 Nature des structures sédimentaires . . . 63
3.4 Évolution temporelle des longueurs d'onde en fonction du disponible sédimentaire . . . 65
3.5 État d'équilibre en fonction du disponible sédimentaire . 69
3.5.1 Évolution de la morphologie des structures à l'équilibre en fonction du disponible . . . 69
3.5.1.1 Longueur d'onde des structures . . . 70
3.5.1.2 Hauteur des structures . . . 72
3.5.2 Dimensions des structures en disponible limité - étude quantitative . . . 74
3.5.2.1 Évolution de la hauteur des dunes . . . 74
3.5.2.2 Évolution de la hauteur des rides . . . 75
3.5.2.3 Évolution de la longueur d'onde des rides . . . 77
3.6 Conclusions . . . 78

4 Transport sédimentaire et vitesse de migration des structures en fonction du disponible sédimentaire 81
4.1 Article : Bedload transport and bedforms migration under sand supply limitation . . . 82
4.2 Compléments sur le transport sédimentaire et les vitesses de migration . . . 107

4.2.1 Calcul des incertitudes sur la valeur du transport sédimentaire mesurée . . . 107
4.2.2 Évolution temporelle du transport sédimentaire . . . 107
4.2.3 Transport sédimentaire dimensionnel en fonction du disponible sédimentaire . . . 108
4.2.4 Vitesse de migration dimensionnelle en fonction du disponible sédimentaire . . . 109
4.3 Conclusions . . . 110

5 Seuils de mise en mouvement en fonction du disponible sédimentaire et de la rugosité du fond 111
5.1 Définition des seuils de mise en mouvement considérés . . . 112
5.2 Conditions expérimentales . . . 113
5.2.1 Caractéristiques des sables utilisés . . . 113
5.2.2 Caractéristiques des verres rugueux utilisés . . . 115
5.2.3 Dispositif pour la détection des seuils de mise en mouvement . . . 116
5.2.4 Procédure des tests . . . 117
5.3 Méthodes de détection des seuils . . . 119
5.3.1 Méthode 1 : méthode par différentiel d'images . . . 119
5.3.2 Méthode 2 : méthode par corrélation d'images . . . 121
5.3.3 Comparaison des deux méthodes . . . 126
5.4 Résultats sur les seuils de mise en mouvement . . . 128
5.4.1 Résultats qualitatifs - impact de la rugosité et du disponible sédimentaire . . . 128
5.4.2 Comparaison avec la littérature en disponible illimité . . . 130
5.5 Conclusions . . . 131

Conclusion générale 133

Bibliographie 139

Liste des notations 147

Table des figures 149

Liste des tableaux 155

A Conférence ICEC 157

Introduction

Les zones côtières sont des milieux en évolution permanente sous l'influence des variations des conditions hydrodynamiques (courant et/ou houle) mais aussi des infrastructures humaines (digues, ports, éoliennes offshore, ...). Améliorer la compréhension de l'évolution des zones côtières est une nécessité pour pouvoir mieux prévoir ses changements futurs mais aussi pour pouvoir mieux protéger ces zones. En effet, les zones côtières sont exposées à de nombreux aléas tels que les phénomènes de submersion ou encore d'érosion littorale, et sont également le siège de multiples activités et ouvrages humains tels que la navigation, les réseaux (câbles, pipelines, ...), les énergies marines renouvelables ou encore l'extraction de granulats marins et la pêche.

En milieu côtier mais aussi en rivière, différentes structures sédimentaires peuvent être observées sur les fonds telles que des rides (Fig. 1) ou des dunes.

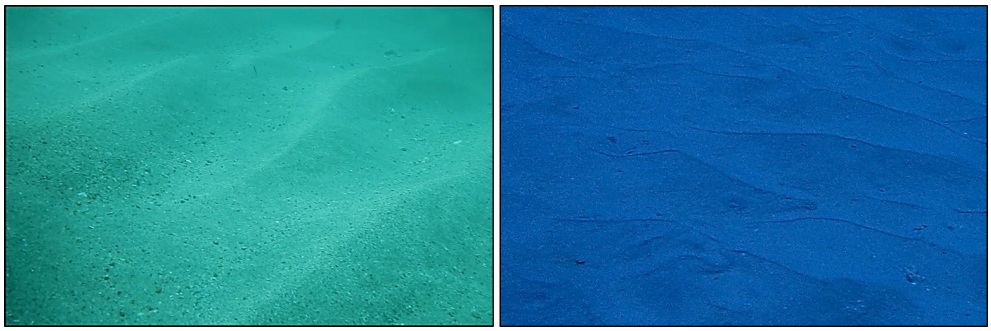

Figure 1 – Rides sous-marines. Gauche : Trébeurden, Côtes d'Armor, France - 19 mai 2018 - photo personnelle prise à -10m. Droite : Port Louis, Guadeloupe, France - 19 avril 2019 - photo personnelle prise à -21m.

Ces structures sédimentaires peuvent apparaître lorsque les efforts appliqués sur le fond sédimentaire sont suffisants pour mettre en mouvement les grains. La contrainte au fond est alors supérieure à la contrainte critique de mise en mouvement des sédiments. Il en résulte un transport sédimentaire. L'interaction entre le fluide et les sédiments est très complexe due à la variabilité des types de fonds sédimentaires et des conditions hydrodynamiques.

Les zones côtières, telles qu'en Manche, ont plusieurs particularités qui impactent le transport sédimentaire. L'hétérogénéité sédimentaire est très forte (Durafour et al.

2015 [40]), on peut ainsi trouver des diamètres de grains et des formes de particules très variés. On trouve des zones où le fond marin est dépourvu de sédiment mobilisable, c'est le cas par exemple au large du cap d'Antifer mais aussi des zones où le disponible sédimentaire est très important comme au niveau du prisme sédimentaire de la baie de Somme. L'impact du disponible sédimentaire sur les structures sédimentaires formées mais aussi sur le transport sédimentaire ou encore la vitesse de migration des structures est important à connaître et peu de travaux y sont consacrés.

Ce sujet soulève un certain nombre de questions, comme par exemple :
- En conditions côtières, quelle est l'influence du disponible sédimentaire sur la morphodynamique du fond ?
- Est-ce que la distinction rides/dunes en disponible non limité est toujours valide en disponible limité ?
- Est-ce que les formulations obtenues en rivière (Tuijnder et al. 2009 [102] et Tuijnder 2010 [100]) dans le cas des dunes, sont applicables au cas côtier ? Peut-on étendre l'application des formulations au cas des rides ?
- La limitation du disponible sédimentaire a-t-elle un impact sur le seuil de mise en mouvement des sédiments ?

In-situ, il est très difficile de trouver une zone avec des conditions hydro-sédimentaires comparables et en même temps un disponible sédimentaire différent. En canal d'essai, l'avantage est de pouvoir maitriser l'épaisseur de la couche sédimentaire et les conditions de forçage. Nous avons donc opté pour une approche expérimentale. Cependant, il est important de valider les résultats obtenus à petite échelle par des comparaisons avec des données in-situ.

L'objet de cette thèse est l'étude de l'impact du disponible sédimentaire sur la dimension et la vitesse de migration des structures sédimentaires ainsi que sur le transport par charriage. L'étude essentiellement expérimentale se concentre sur un forçage hydrodynamique de type courant et des sédiments mobiles homogènes en taille sur un fond immobile. Une ré-analyse des données in-situ de Ferret 2011 [46] en complément de l'étude expérimentale des vitesses de migration des structures a pu être effectuée. Une seconde étude expérimentale concerne l'impact du disponible sédimentaire sur la valeur du seuil de mise en mouvement des sédiments en fonction de la rugosité du fond immobile et avec différents types de sédiments : homogènes, faiblement hétérogènes et coquilliers.

Ce manuscrit est décomposé en 5 chapitres :

- Le premier chapitre constitue un état des connaissances actuelles sur la compréhension des mécanismes d'interaction hydro-sédimentaire en courant unidirectionnel mais aussi de formation des structures sédimentaires, des dimensions des structures sédimentaires de type rides ou dunes à l'équilibre ainsi que la caractérisation du transport sédimentaire par charriage.

- Le second chapitre présente les dispositifs expérimentaux utilisés dans cette thèse. Le post-traitement des données acquises est aussi présenté dans cette partie.

- Le troisième chapitre présente les conditions expérimentales des tests considérés pour l'étude principale de l'impact du disponible sédimentaire. La suite de cette partie présente les résultats concernant les dimensions des structures sédimentaires à l'équilibre mais aussi leurs évolutions temporelles.

- Le quatrième chapitre présente les résultats obtenus en disponible sédimentaire limité et illimité sur le transport sédimentaire par charriage et sur les vitesses de migration. Une ré-analyse de données in-situ (Ferret 2011 [46]) est aussi proposée en complément des résultats obtenus durant cette thèse pour l'étude des vitesses de migration des structures.

- Le dernier chapitre constitue une étude préliminaire sur l'impact du disponible sédimentaire sur le seuil de mise en mouvement des sédiments. Deux méthodes permettant une détection en partie automatisée du seuil de mise en mouvement sont développées. Les conditions expérimentales ainsi que les dispositifs spécifiques à cette étude sont présentés dans cette partie.

Nous terminerons ce manuscrit par une conclusion sur les résultats obtenus durant ces travaux de thèse, ainsi que les perspectives qui en découlent.

Chapitre 1

État de l'art

Plan du chapitre

1.1 Écoulement de type courant sur fond plat 6
1.1.1 Régimes d'écoulement 6
1.1.2 Écoulement turbulent 7
1.2 Les caractéristiques des sédiments 8
1.2.1 Densité et taille 8
1.2.2 Hétérogénéité sédimentaire 9
1.2.3 Forme des grains 10
1.2.3.1 Facteurs de forme 3D 10
1.2.3.2 Facteurs de forme 2D 11
1.2.4 Forces s'exerçant sur les grains 13
1.3 Seuil de mise en mouvement 14
1.3.1 Définition et mesure du seuil de mise en mouvement . . . 14
1.3.2 Quelques formulations empiriques 15
1.4 Transport sédimentaire 18
1.4.1 Types de transport sédimentaire 18
1.4.2 Cas du transport par charriage en disponible infini 19
1.4.3 Cas du transport par charriage en disponible limité 21
1.5 Structures sédimentaires 22
1.5.1 Différents types de structures sédimentaires en disponible illimité 22
1.5.2 Initiation des structures à partir d'un fond plat 22
1.5.3 Évolution de la morphologie des structures sédimentaires depuis leur formation jusqu'à l'équilibre 26
1.5.4 Dimensions à l'équilibre des rides et dunes en disponible illimité 27
1.5.5 Cas du disponible limité 29
1.6 Conclusions 31

Sous l'action d'un courant, le fond sédimentaire peut être déstabilisé et sous certaines conditions permettre un transport sédimentaire et la formation de structures sédimentaires. La limitation du disponible sédimentaire a un impact sur les différents paramètres tels que le seuil de mise en mouvement, le transport sédimentaire ou encore les dimensions des structures sédimentaires (Kleinhans et van Rijn 2002 [60] ; Tuijnder et al. 2009 [102] ; ...). Il est important de connaître l'état de l'art dans le cas d'un disponible infini pour appréhender le cas d'un disponible limité.

Dans ce chapitre, nous allons tout d'abord définir les régimes d'écoulement sur un fond plat dans le cas d'un courant permanent.

La deuxième partie est consacrée à la caractérisation des sédiments que ce soit sur la taille ou encore la forme des grains.

Le seuil de mise en mouvement des grains (partie 3) influence le transport sédimentaire qui sera décrit dans la partie 4. Ce transport sédimentaire sera principalement développé dans le cas d'un transport sédimentaire par charriage à l'équilibre aussi bien en disponible sédimentaire infini que limité.

La dernière partie est consacrée aux structures sédimentaires (rides, dunes) aussi bien dans l'initiation de leurs formation à partir d'un fond plat que dans l'évolution temporelle et l'équilibre de leurs dimensions. Nous terminons ce chapitre par le cas des dimensions à l'équilibre en disponible limité.

1.1 Écoulement de type courant sur fond plat

1.1.1 Régimes d'écoulement

La caractérisation des régimes d'écoulement se fait communément en utilisant le nombre de Reynolds (Reynolds 1883 [84]). Ce nombre représente le ratio entre les forces d'inerties et les forces visqueuses :

$$Re = \frac{Ud}{\nu} \tag{1.1}$$

Avec :
- U la vitesse débitante moyenne du fluide [m/s],
- d la hauteur d'eau [m] (grandeur caractéristique dans le cas d'un écoulement à surface libre),
- ν la viscosité cinématique du fluide $[m^2/s]$.

D'après Sleath 1984 [93], il existe trois régimes d'écoulement (Fig. 1.1) :
- l'écoulement laminaire quand $Re < 890$,
- l'écoulement transitoire quand $890 \leq Re \leq 5000$,
- l'écoulement turbulent quand $Re > 5000$.

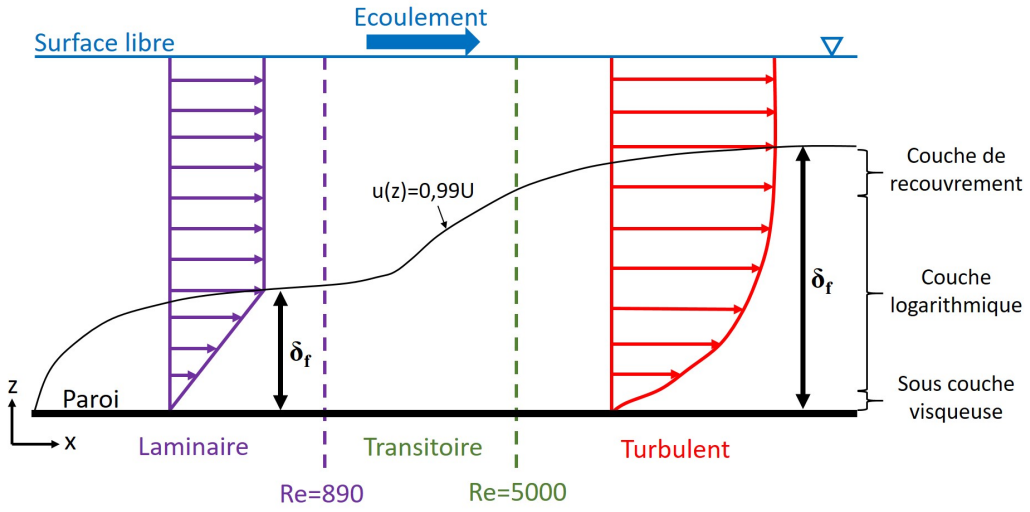

FIGURE 1.1 – Différents régimes d'écoulement.

Dans le cas d'un écoulement laminaire, les forces visqueuses sont prépondérantes par rapport aux forces inertielles. Dès le régime transitoire des instabilités apparaissent. En milieu marin, l'écoulement turbulent est le plus communément rencontré.

1.1.2 Écoulement turbulent

Nous allons nous intéresser au cas particulier de l'écoulement turbulent. Comme tout écoulement le long d'une paroi, il donne lieu à la présence d'une couche limite le long de celle-ci et provient de la viscosité du fluide. L'épaisseur de cette couche limite turbulente est notée δ_f. Elle est décomposable en trois sous régions d'après Liu 2001 [65] (Fig. 1.1).

- Juste au dessus du fond, on trouve tout d'abord une sous-couche visqueuse d'épaisseur très faible, δ_{cv} (Fig. 1.1). Les effets visqueux y sont dominants. Liu 2001 [65] propose une estimation de l'épaisseur de cette sous-couche :

$$\delta_{cv} = 11,6\frac{\nu}{u_*} \tag{1.2}$$

  avec u_* la vitesse de frottement sur le fond [m/s]

- Au dessus de cette sous-couche visqueuse se trouve une couche logarithmique (Fig. 1.1) qu'il est possible de décrire avec un profil de vitesse logarithmique s'exprimant comme suit :

$$u = \frac{u_*}{\kappa} ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \tag{1.3}$$

  avec u la vitesse de l'écoulement à une hauteur z du fond [m/s], κ la constante

de Prandtl-von Karman avec $\kappa = 0,4$ et z_0 la longueur de rugosité de Nikuradse [m].

– La dernière partie de cette couche limite est la couche de recouvrement (Fig. 1.1).

Afin d'obtenir la vitesse débitante du courant, il est nécessaire d'intégrer le profil de vitesse logarithmique en le moyennant dans le temps, sur la hauteur d'eau et en supposant que la loi logarithmique (Eq. 1.3) est valable dans la couche limite.

De plus, il existe plusieurs types de régimes turbulents qui sont définis à partir de la valeur du nombre de Reynolds, Re_*, basé sur la rugosité équivalente :

$$Re_* = \frac{k_s u_*}{\nu} \tag{1.4}$$

où k_s correspond à la rugosité équivalente de Nikuradse [m].

– Si $Re_* < 5$, le fond est hydrauliquement lisse.
– Si $5 \leq Re_* \leq 70$, le fond est en régime transitoire.
– Si $Re_* > 70$, le fond est hydrauliquement rugueux.

A partir des valeurs de Re_* et en utilisant les formules de Nikuradse 1933 [73], il est possible de déterminer la longueur de rugosité z_0 :

$$z_0 = \begin{cases} \frac{\nu}{9u_*} & \text{si } Re_* < 5 \quad \text{Turbulent lisse} \\ \frac{\nu}{9u_*} + \frac{k_s}{30}\left[1 - exp\left(\frac{u_* k_s}{27\nu}\right)\right] & \text{si } 5 \leq Re_* \leq 70 \quad \text{Transitoire} \\ \frac{k_s}{30} & \text{si } Re_* > 70 \quad \text{Turbulent rugueux} \end{cases} \tag{1.5}$$

La contrainte de cisaillement au fond τ_0 permet de représenter les forces de frottement :

$$\tau_0 = u_*^2 \rho \tag{1.6}$$

1.2 Les caractéristiques des sédiments

Les sédiments sont issus de l'érosion chimique et/ou physique de la croûte terrestre et sont présents sous la forme de fragments. La taille des fragments, leurs densités ou encore leurs formes varient dans la nature. Nous allons considérer ici le cas des sédiments de type sable.

1.2.1 Densité et taille

Les sédiments siliceux sont principalement composés de quartz présent en abondance dans la croûte terrestre et résistant à l'érosion. La masse volumique du quartz, ρ_s vaut $\rho_s = 2650 kg/m^3$.

La densité relative, s des sédiments siliceux représente la masse volumique des sédiments par rapport à la masse volumique de l'eau, ρ. On obtient alors : $s = \rho_s/\rho$. Dans le cas de sédiments dans de l'eau, s vaut 2,65.

Le principal élément permettant de discriminer les sédiments est leur taille. Pour caractériser la taille des sédiments, le diamètre, D, obtenu par tamisage est le plus couramment utilisé. Le diamètre médian, D_{50} est défini comme le diamètre tel que 50% de la masse d'un échantillon représentatif du sédiment soit inférieur à ce diamètre.

Les sédiments dont le diamètre médian est inférieur à $63\mu m$ sont cohésifs et ont un comportement différent. Les sédiments de type sable ont des diamètres entre 63 μm et 2 mm. Au dessus, on trouve la classe des graviers. Une classification des sédiments selon leur taille a été proposée par Wentworth 1922 [112] (Tab. 1.1 pour les sables).

TABLE 1.1 – Classification des sables selon leur taille (Wentworth 1922 [112]).

Taille [mm]	Dénomination
1-2	Sables très grossiers
0,5-1	Sables grossiers
0,25-0,5	Sables moyens
0,125-0,25	Sables fins
0,063-0,125	Sables très fins

Le diamètre sédimentologique, D_*, qui correspond au diamètre adimensionnel est couramment utilisé dans la littérature :

$$D_* = \left(\frac{(s-1)g}{\nu^2}\right)^{1/3} D_{50} \tag{1.7}$$

1.2.2 Hétérogénéité sédimentaire

La quantification de l'hétérogénéité sédimentaire est importante dans la connaissance du sédiment utilisé. Pour cela, le paramètre couramment utilisé est la déviation standard de Soulsby 1997 [94] :

$$\sigma_g^2 = \frac{D_{84}}{D_{16}} \tag{1.8}$$

avec D_{16} et D_{84} le diamètre des grains tel que 16% et 84% de la masse de l'échantillon soit inférieur à ce diamètre.

Le sable est considéré comme bien trié, c'est à dire avec une granulométrie uniforme, quand $\sigma_g^2 < 2$. Au contraire, lorsque $\sigma_g^2 > 16$, la granulométrie du sable est dite étendue. La valeur de σ_g^2 traduit le degré d'hétérogénéité du sédiment (Fig. 1.2).

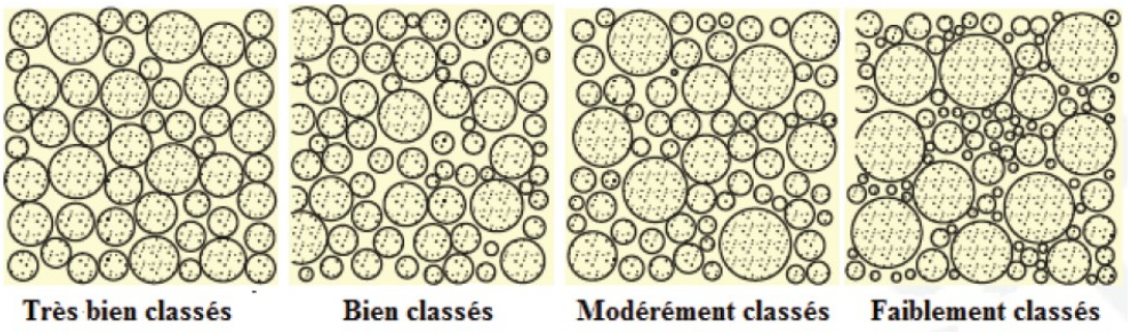

FIGURE 1.2 – Représentation des différents degrés de classement des sédiments (Tucker 2011 [99]).

1.2.3 Forme des grains

Les frottements subis par les grains leur donnent une forme non parfaitement sphérique. Or, la forme a un impact sur le mouvement des grains. La géométrie des grains est de plus difficile à décrire et à quantifier (Blott et Pye 2008 [16]).

Deux types de facteurs de forme sont considérés :
- les facteurs de forme 3D : basés sur l'étude du volume du grain,
- les facteurs de forme 2D : basés sur l'étude de la surface projetée du grain ou sur deux dimensions caractéristiques de celui-ci.

Dans la suite, une synthèse des facteurs de forme les plus couramment utilisés est proposée. Seule la définition la plus communément utilisée sera décrite.

1.2.3.1 Facteurs de forme 3D

- Facteur de forme de Corey : CSF

Ce facteur de forme défini par Corey 1949 [34] permet de prendre en compte la non circularité parfaite des grains. Cette non-circularité à un impact sur la vitesse de sédimentation mais aussi sur le seuil de mise en mouvement des grains car les forces qui vont s'appliquer sur le grain ne vont pas avoir le même impact que sur une sphère de même volume. Il faut pour l'utiliser connaître les 3 dimensions des grains à savoir les trois dimensions perpendiculaires entre-elles (Fig. 1.3).

Les grandeurs sont définies comme suit (Fig. 1.3) :
- A : la plus grande longueur
- B : la longueur intermédiaire
- C : la plus petite longueur

La formule pour le Corey Shape Factor (CSF) est la suivante :

$$CSF = \frac{C}{\sqrt{AB}} \tag{1.9}$$

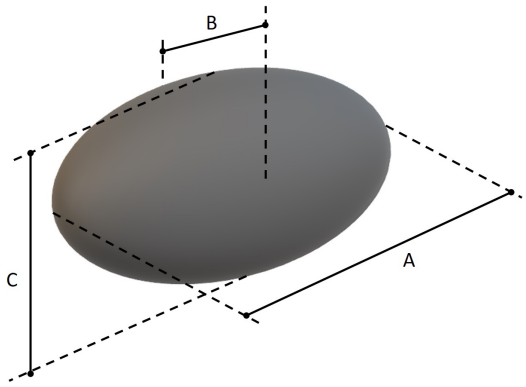

FIGURE 1.3 – Définition des axes de mesure pour le calcul du facteur de forme de Corey 1949 [34].

Si l'on ne peut pas déterminer expérimentalement ces trois dimensions, il est conseillé de prendre pour du sable naturel, le facteur de forme de Corey égal à 0,7 (Dey 2014 [35]).

– Facteur d'arrondi de Powers 1953 [79] : P

Le facteur d'arrondi (Powers' roundness factor) a été défini par Powers 1953 [79] pour aider à la caractérisation de la forme des grains (Fig. 1.4).

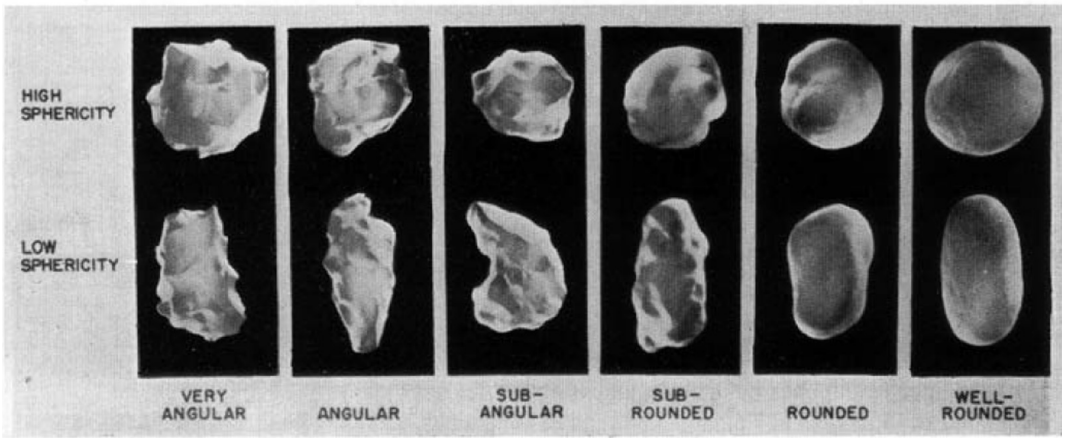

FIGURE 1.4 – Facteur d'arrondi selon Powers 1953 [79].

Pour des sphères très arrondies P est égal à 6, pour des sédiments naturels P est égal à 3,5 et pour des sédiments broyés, il vaut 2. On prendra donc par la suite P=3,5.

1.2.3.2 Facteurs de forme 2D

Les facteurs de forme 2D se basent sur la surface projetée des grains. L'évaluation de la forme des grains ne prend alors plus en compte que deux des trois dimensions

d'un grain. Ces facteurs de forme, bien que décrivant de façon plus partielle la géométrie globale du grain, sont plus faciles à déterminer que les facteurs de forme 3D.

– Circularité

Le coefficient de circularité (CI) permet de quantifier l'écart entre la surface projetée du grain et un cercle parfait. Il permet de prendre en compte la forme générale du grain. La formule communément utilisée en traitement d'image se base sur un rapport entre l'aire de la surface projetée du grain et son périmètre. Elle a été proposée par Riley en 1941 [88] :

$$CI = \frac{4\pi Aire}{Perimetre^2} \tag{1.10}$$

Plus CI est proche de 1 et plus cela signifie que la surface projetée du grain est proche d'un cercle parfait.

– Élongation

Le paramètre d'élongation (EI) peut être défini comme le rapport entre deux axes de la projection de la particule. Ce paramètre a été défini par Hentschel et Page 2003 [56] comme définissant une boîte englobant le grain à partir de l'ensemble des diamètres de Féret possibles. Les diamètres de Féret sont définis comme la distance entre deux tangentes parallèles à des côtés opposés de la surface projetée du grain.

Dans le calcul du paramètre d'élongation, les diamètres de Féret minimal (Fmin) et maximal (Fmax) sont considérés (Eq. 1.11 et Fig. 1.5). Ceci permet de définir la boîte la plus petite possible englobant la surface projetée du grain.

$$EI = \frac{Fmin}{Fmax} \tag{1.11}$$

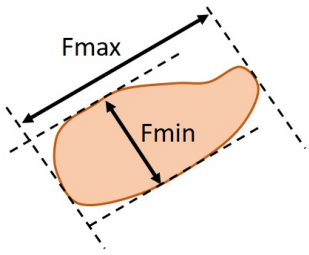

FIGURE 1.5 – Diamètres de Féret minimal et maximal sur la surface projetée d'un grain.

Avec cette définition du paramètre d'élongation, plus la boîte englobant la surface projetée du grain est proche d'un carré (grain très peu allongé), plus le paramètre EI sera proche de 1. Au contraire, un grain très allongé sera associée à une valeur proche de 0 pour EI.

– Arrondi

La facteur d'arrondi (Roundness), RI, permet de quantifier la rugosité des bords des grains. La définition utilisée en traitement d'image est celle de Chakrabarty et al. 2006 [19] :

$$RI = \frac{4Aire}{\pi grand_axe} \tag{1.12}$$

avec $grand_axe$ correspondant au grand axe de l'ellipse de même aire englobant la projection du grain.

Néanmoins, ce paramètre ne permet pas à lui seul de caractériser la rugosité des grains naturels non circulaires (EI $\neq$ 1) (Durafour 2014 [39]). Pour obtenir une indication sur la rugosité d'un grain, il est donc nécessaire de coupler ce paramètre au paramètre d'élongation :

$$Rugosite = \frac{RI}{EI} \tag{1.13}$$

Une valeur du paramètre de rugosité égale à 1, indique un grain lisse caractéristique in-situ d'une exposition de longue durée à des frottements modérés.

Une valeur différente de 1, indique le degré d'angularité du grain. Une valeur très différente de 1 est caractéristique in-situ d'une exposition de courte durée à des frottements violents.

1.2.4 Forces s'exerçant sur les grains

Lorsque les sédiments sont soumis à un fluide en mouvement cela peut provoquer un déplacement de ces grains. Plusieurs forces s'exercent alors sur chaque grain dû à l'écoulement (Fig. 1.6) :

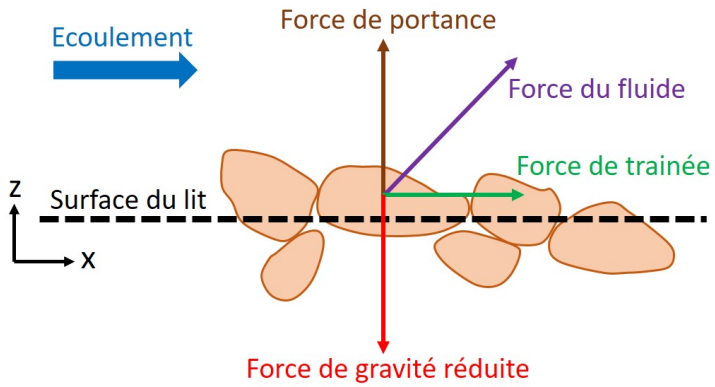

FIGURE 1.6 – Forces s'exerçant sur un grain posé sur le fond dues à l'action d'un courant.

- la force de gravité réduite du grain qui cherche à maintenir le grain au fond,
- la force de portance qui est dirigée normalement à l'écoulement et qui tend à soulever le grain pour le décoller du fond,
- la force de traînée parallèle à l'écoulement et qui tend à déplacer le grain vers l'aval.

La combinaison des deux dernières forces permet d'obtenir la force du fluide.

Les forces décrites ici ne tiennent pas compte de l'interaction du grain avec les autres grains du lit sédimentaire.

1.3 Seuil de mise en mouvement

Le seuil de mise en mouvement des particules sédimentaires est le moment où elles ne sont plus en mesure de résister aux forces hydrodynamiques qui s'exercent sur elles. Elles rentrent alors en mouvement (Paphitis 2001 [77]). Ce seuil de mise en mouvement a des applications dans des domaines variés tel que l'océanographie, la sédimentologie, la géologie ou encore la géochimie. Beaucoup d'auteurs se sont intéressés à la prédiction de ce seuil en fonction des caractéristiques sédimentaires et hydrodynamiques. Il ne sera question ici que du cas où la contrainte hydrodynamique est un courant unidirectionnel.

1.3.1 Définition et mesure du seuil de mise en mouvement

La manière de définir le moment ou le seuil de mise en mouvement est atteint, est variable selon les auteurs. Selon Neill et Yalin 1969 [70] et Buffington et Montgomery 1997 [18], c'est la principale cause de la dispersion des données expérimentales, principalement remarquable sur les courbes empiriques (Fig. 1.7). Ce seuil peut être défini de la manière suivante : « lorsqu'un mouvement faible apparait » (Kramer 1935 [61]) ; « quand le premier mouvement des grains est perceptible vers l'aval » (Chepil 1959 [24]) ; « quand le transport sédimentaire est faible » (Graf and Pazis 1977 [54]) ; « quand un mouvement intermittent des grains apparait » (Collins and Rigler 1982 [32]) ... La détermination de la valeur du seuil s'effectue principalement visuellement.

Neill and Yalin 1969 [70] utilisent une méthode visuelle statistique, affinée par Yalin 1972 [114], qui propose une définition quantitative pour le seuil de mise en mouvement basé sur le nombre de grains s'étant déplacés, n, par unité de temps, t, sur une surface donnée, A (Eq. 1.14).

$$\epsilon = \frac{n}{At}\left(\frac{\rho D_{50}^5}{(\rho_s - \rho)g}\right)^{1/2} \tag{1.14}$$

avec ϵ valant 10^{-6} au niveau du seuil. Cette méthode nécessite néanmoins de pouvoir compter distinctement le nombre de grain se mettant en mouvement et fixer une valeur pour ϵ.

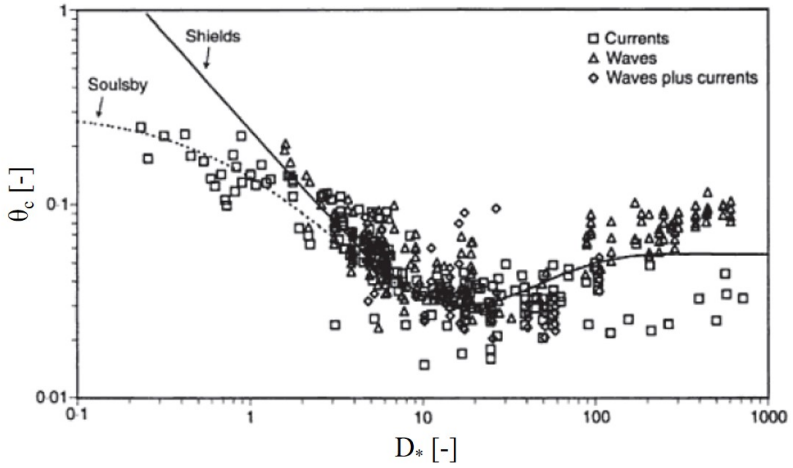

FIGURE 1.7 – Seuil de mise en mouvement selon Shields 1936 [91] et Soulsby 1997 [94] sous conditions de courant et/ou houle

D'autres techniques basées, non plus sur des méthodes visuelles, mais sur des méthodes d'extrapolation indirecte sont proposées. La valeur du seuil est alors estimée à partir de la mesure du transport sédimentaire puis en extrapolant la contrainte au fond nécessaire pour avoir un transport sédimentaire égal à zéro (van Rijn 1993 [107]) ou à une valeur faible (Yalin 1972 [114] ; Parker et al. 1982 [78]). Ces méthodes sont néanmoins sensibles à la procédure d'extrapolation adoptée (Diplas 1987 [37]) et aussi à la valeur de référence choisie (Wilcock 1988 [113]).

Le grand nombre de définitions pour le seuil de mise en mouvement utilisé, sans standardisation de la définition du seuil, conduit à de grandes disparités dans les données et à des difficultés pour les comparer (Paintal 1971 [76] ; Buffington and Montgomery 1997 [18] entre autres).

1.3.2 Quelques formulations empiriques

Les formules les plus utilisées pour obtenir la valeur théorique du seuil de mise en mouvement sont des formules empiriques utilisant le nombre de Shields (Eq. 1.15). Ce nombre de Shields correspond au ratio entre la force de frottement (déstabilisatrice) et la force de gravité réduite (stabilisatrice).

$$\theta = \frac{u_*^2}{(s-1)gD_{50}} \tag{1.15}$$

La première formulation permettant de calculer le nombre de Shields critique de mise en mouvement des sédiments a été proposée par Shields en 1936 [91] (Fig. 1.7) :

$$\theta_c = \frac{0,240}{D_*} + 0,055\,(1 - exp(-0,02D_*)) \tag{1.16}$$

Cette formulation a ensuite été modifiée par Soulsby 1997 [94] pour permettre un meilleur ajustement dans le cas des sédiments fins (Fig. 1.7) :

$$\theta_c = \frac{0,3}{1+1,2D_*} + 0,055\,(1 - exp(-0,02D_*)) \tag{1.17}$$

Les deux formulations précédentes dépendent uniquement du diamètre adimensionnel des grains et donc du diamètre médian des sédiments pour définir le nombre de Shields au seuil de mise en mouvement (θ_c). Il n'y a pas de dépendance avec la hauteur d'eau, le type d'écoulement ou encore la forme des grains. Cependant, selon van Rijn 1993 [107], même si la contrainte au seuil de mise en mouvement n'est pas trop affectée par la forme des grains, des grains de forme très aplatie nécessitent une contrainte plus forte pour permettre leur mise en mouvement.

Le seuil de mise en mouvement des sédiments peut être aussi exprimé avec le nombre de mobilité, Λ (voir Eq. 1.18) à la place du paramètre de Shields. Ce nombre sans dimension représente le ratio entre la vitesse de frottement au fond et la vitesse de sédimentation des particules. Cette approche a été utilisée par exemple par Paphitis 2001 [77], Beheshti and Ataie-Ashtiani 2008 [11] ou encore Simões 2014 [92]. L'approche développée par Simões 2014 va être plus largement détaillée car elle intervient comme une optimisation des formules de la littérature utilisant le paramètre de mobilité.

$$\Lambda = \frac{u_*}{w} \tag{1.18}$$

De plus, la relation entre le nombre de mobilité et le nombre de Shields est la suivante :

$$\theta = \frac{4}{3C_D}\Lambda^2 \tag{1.19}$$

avec C_D le coefficient de traînée [-] qui dépend de la forme des grains.

Les auteurs justifient l'utilisation du nombre de mobilité à la place du paramètre de Shields par plusieurs raisons :

- cela permet tenir compte de la forme des particules et de leur densité spécifique à travers l'utilisation de la vitesse de sédimentation,
- Λ est proportionnel à $\theta^{1/2}$ (Eq. 1.19) ce qui permet de réduire l'étalement des résultats expérimentaux et Λ est relatif à la turbulence. De ce fait il permet de prendre en compte cet effet dans le calcul du seuil de mise en mouvement des sédiments.

La formule empirique proposée par Simões 2014 [92] pour la détermination du seuil critique de mise en mouvement des sédiments par l'intermédiaire du nombre de mobilité critique Λ_c en fonction du diamètre sédimentologique est la suivante (Fig. 1.3.2) :

$$\Lambda_c = 0.215 + \frac{6.79}{D_*^{1.70}} - 0.0750e^{-2.62.10^{-3}D_*} \tag{1.20}$$

Les données qui ont été utilisées par Simões 2014 [92] pour obtenir cette formulation sont issues d'expérimentation en canal ainsi que des données in-situ. Les seuils

considérés ont été obtenus par des méthodes visuelles avec des définitions variables allant du mouvement de quelques grains au mouvement de tous les grains en surface et des méthodes d'extrapolation du transport par charriage.

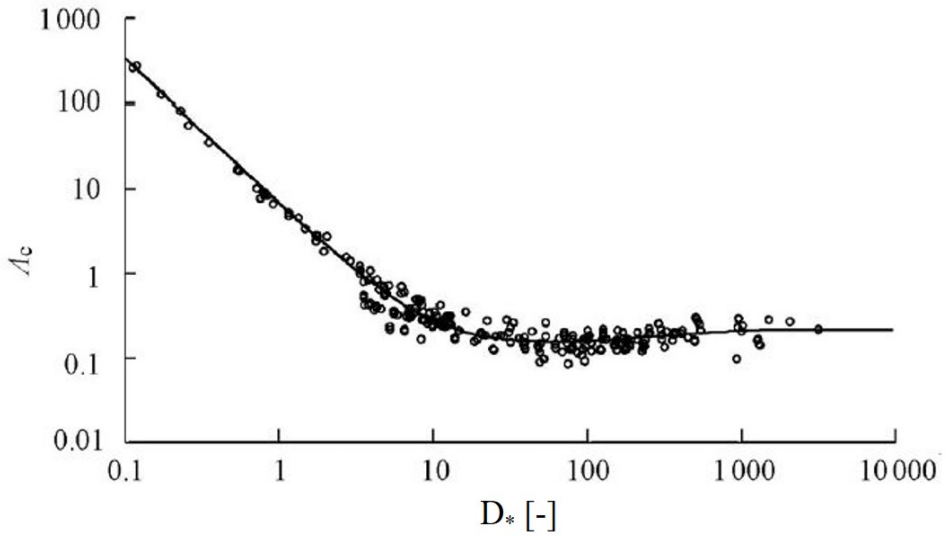

FIGURE 1.8 – Seuil de mise en mouvement des sédiments en fonction du nombre de mobilité d'après Simões 2014 [92]

Simões 2014 [92] propose d'utiliser la méthode de Dietrich (1982) [36] pour le calcul de la vitesse de chute des sédiments (W_s) quand celle-ci n'a pas été déterminée expérimentalement :

$$W = \frac{W_s^3}{(s-1)g\nu} \text{ et } W = R_3 10^{R_1+R_2} \tag{1.21}$$

avec :
- W : la vitesse de chute adimensionnelle [-]
- R_1 : équation pour la prédiction de la vitesse de sédimentation d'une sphère (relation empirique) (Eq. 1.22)
- R_2 : équation pour la prédiction du ratio entre la vitesse de sédimentation d'une particule arrondie non sphérique et la vitesse de sédimentation d'une sphère de même diamètre sédimentologique (Eq. 1.23)
- R_3 : équation pour la prédiction du ratio entre la vitesse de sédimentation d'une particule anguleuse et la vitesse de sédimentation de la même particule sphérique (Eq. 1.24)

$$R_1 = -3.76715 + 1.92944 log D_*^3 - 0.09815 (log D_*^3)^2 - 0.00575 (log D_*^3)^3 + 0.00056 (log D_*^3)^4 \tag{1.22}$$

$$R_2 = \left(log\left(1 - \frac{1 - CSF}{0.85}\right)\right) - (1 - CSF)^{2.3} tanh(logD_*^3 - 4.6) + 0.3(0.5 - CSF)(1 - CSF)^2(logD_*^3 - 4.6) \quad (1.23)$$

$$R_3 = \left[0.65 - \left(\frac{CSF}{2.83} tanh(logD_*^3 - 4.6)\right)\right]^{1+(3.5-P)/2.5} \quad (1.24)$$

avec CSF, le Corey Shape Factor [34] et P, le facteur d'arrondi de Powers (1953) [79] des grains (voir 1.2.3 pour la détermination de ces paramètres).

1.4 Transport sédimentaire

1.4.1 Types de transport sédimentaire

Un transport sédimentaire se produit quand la contrainte au fond devient supérieur à la contrainte critique correspondant au seuil de mise en mouvement (voir 1.3).

Lorsque la contrainte au fond est légèrement supérieure à cette contrainte seuil, un transport par charriage apparaît avec le glissement et/ou le roulement de grains sur le fond (Fig. 1.9). Le mouvement des grains s'effectue principalement en contact avec le fond sédimentaire, où les grains ont un mouvement individuellement intermittent mais globalement continu (Dey 2014 [35]).

Quand la contrainte au fond augmente encore, le transport par saltation apparaît (Fig. 1.9). Ce type de transport correspond à un mouvement de grains par petits bonds, où les grains perdent alors le contact avec le fond pour un temps court et sur une hauteur de l'ordre de quelques diamètres de grains (Dey 2014 [35]).

Ces deux types de transport décrits précédemment sont souvent rassemblés dans le transport par charriage. D'après Einstein 1942 et 1950 [41, 42], le charriage est défini comme le transport des particules dans une fine couche d'épaisseur égale à deux diamètres de grains au dessus du lit sédimentaire. Ce transport s'effectuant par glissement, roulement, ou encore par successions de bonds dans cette couche. Bagnold 1956 [9] propose une définition légèrement différente : le charriage correspond à un mode de transport correspondant à des contacts successifs des grains avec le fond sédimentaire limités par les effets de la gravité.

Quand la contrainte au fond augmente encore, le transport par suspension apparaît. Les particules les plus légères (grains les plus petits) sont alors advectées par le fluide et sont transportées dans la colonne d'eau. Les structures turbulentes du fluide permettent alors de compenser la force de gravité s'appliquant sur les grains. Les plus grosses particules continuent d'être transportées par charriage.

Il est possible de définir des valeurs permettant d'obtenir des domaines de prédominance des différents modes de transport à partir du nombre de Rouse, b. Ce

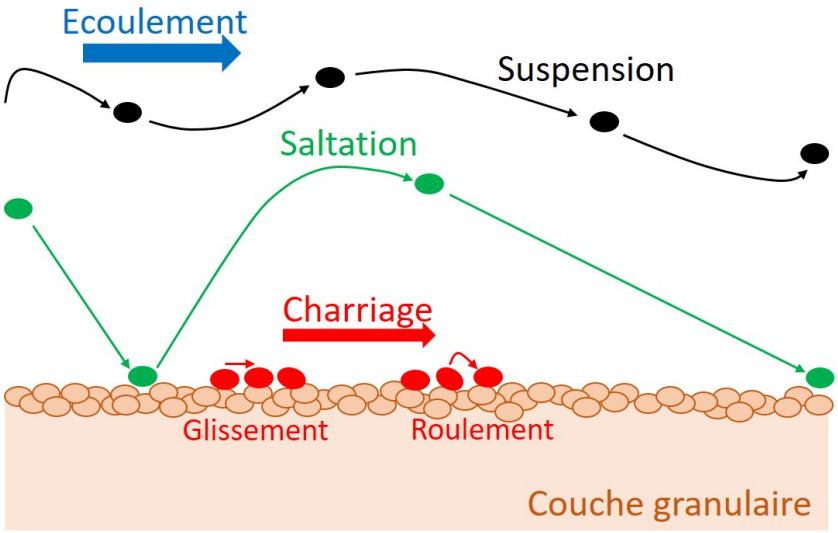

FIGURE 1.9 – Les modes de transport sédimentaire

nombre permet de caractériser le rapport entre la capacité du grain à sédimenter et la capacité de l'écoulement à le mettre en mouvement.

$$b = \frac{W_s}{\kappa u_*} \tag{1.25}$$

avec κ=0,4, la constante de Prandtl-von Karman.

D'après Bagnold 1966 [10] :

$$\begin{cases} b > 2,5 & : \text{transport majoritairement par charriage} \\ b < 2,5 & : \text{transport majoritairement par suspension} \end{cases} \tag{1.26}$$

1.4.2 Cas du transport par charriage en disponible infini

Une manière classique de quantifier le transport par charriage est de le caractériser en fonction de l'excès de la contrainte au fond par rapport à la contrainte au seuil.

Pour passer du transport dimensionnel au transport adimensionnel, Φ, on utilise le paramètre d'Einstein 1950 [42] :

$$\Phi = \frac{Q_s}{\sqrt{(s-1)gD_{50}^3}} \tag{1.27}$$

La formulation proposée par Meyer-Peter et Müller 1948 [68] (Eq. 1.28) est couramment utilisée avec différents pré-facteurs dépendant de la valeur du nombre de Shields évalué à partir de la contrainte sur un fond plat ($k_s = 2,5D_{50}$), θ', considérée (Tab. 1.2 ; Fig. 1.10). La contrainte supplémentaire induite par les structures sédimentaires n'est pas prise en compte dans ce cas.

$$\Phi = \alpha(\theta' - \theta_c)^{\beta_1} \tag{1.28}$$

avec α et β_1 des coefficients sans dimensions (Tab. 1.2).

TABLE 1.2 – Coefficients en fonction des auteurs pour l'équation 1.28.

Auteur(s)	α	β_1	domaine de validité
Meyer-Peter et Müller 1948 [68]	8	3/2	$\theta' < 0,2$
Fernandez Luque et van Beek 1976 [45]	5,7	3/2	$\theta' < 0,1$
Nnadi et Wilson 1992 [75]	12	3/2	$\theta' > 1$
Ribberink 1998 [85]	11	1,65	$0,03 < \theta' < 7,7$

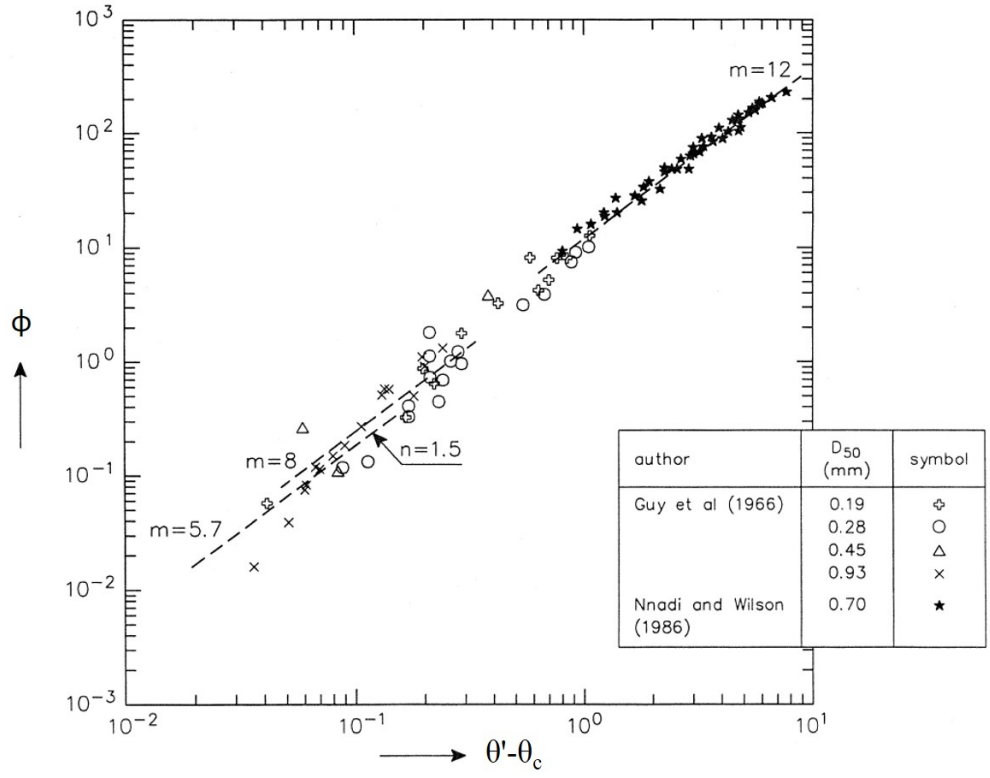

FIGURE 1.10 – Transport par charriage adimensionnel en fonction de l'excès de contrainte au fond selon les formulations de Meyer-Peter et Müller ($\alpha = 8$), Fernandez Luque et van Beek ($\alpha = 5,7$) et Nnadi et Wilson ($\alpha = 12$). Les pentes des droites valent $\beta_1 = 1,5$. Source : Ribberink 1998 [85].

Ribberink 1998 a proposé une formulation, à partir des données déjà utilisées dans les précédentes études, permettant d'exprimer le transport par charriage pour des valeurs étendues de θ' (Eq. 1.28 ; Tab. 1.2). Il apparaît que l'exposant de la fonction puissance est légèrement plus élevé.

Cependant, à partir d'une équation de conservation de la quantité de grains et un modèle de déposition-érosion, Charru 2006 [20] a montré que le transport par charriage doit théoriquement être proportionnel à $\theta'^{3/2}$. En effet, par conservation du nombre de particules, on a

$$\Phi = \overline{nu} \tag{1.29}$$

avec $\overline{n}$ le nombre moyen de grains en mouvement et $\overline{u}$ la vitesse moyenne de ces grains. Fernandez Luque et van Beek 1976 [45] ont montré que $\overline{u}$ est proportionnelle à $\theta'^{1/2}$ et que $\overline{n}$ multiplié par la surface du fond au carré considérée est proportionnel à θ'. Finalement, à partir d'un modèle de déposition-érosion, Charru 2006 [20] a montré que le transport sédimentaire par charriage est inversement proportionnel à la surface au carré considérée et donc qu'il est proportionnel à $\theta'^{3/2}$.

Nielsen 1992 [71] a aussi proposé une formulation légèrement différente. Il retrouve aussi l'exposant 3/2 proposé initialement par Meyer-Peter et Müller 1948 [68] mais le décompose, pour mettre en facteur $\theta'^{1/2}$ et faire apparaître l'écart au seuil avec $\alpha = 1$:

$$\Phi = 12\theta'^{1/2}(\theta' - \theta_c) \tag{1.30}$$

1.4.3 Cas du transport par charriage en disponible limité

Les auteurs peu nombreux s'intéressant à la limitation du disponible s'accordent pour dire que cela entraîne une diminution du transport sédimentaire (Dréano et al. 2010 [38], Tuijnder et Ribberink 2012 [101]). Un disponible sédimentaire limité correspond à un cas où le volume sédimentaire mobilisable disponible est inférieur au volume total qui pourrait être mobilisé pour la formation des structures sédimentaires (Tuijnder et al. 2009 [102]).

La relation entre le transport sédimentaire par charriage à l'équilibre, c'est-à-dire quand la valeur moyenne du transport sédimentaire n'évolue plus de manière significative au cours du temps, et le disponible sédimentaire a été plus largement étudiée par Tuijnder et Ribberink 2012 [101] dans le cas expérimental en conditions fluviales avec des pentes variables (entre 0,07 et 0,22 %). Ils ont trouvé une dépendance du transport en disponible limité avec la fraction du fond sédimentaire recouverte par des sédiments mobilisables $(1 - p)$ (p correspond à la fraction du fond non couverte de sédiments mobilisables). Les expériences ont été menées avec des sables grossiers ($D_{50} = 800\mu m$) et des graviers correspondant respectivement à la part mobile et immobiles de la couverture sédimentaire de fond.

La relation proposée par Tuijnder et Ribberink 2012 [101] est la suivante :

$$\Phi = (1 - p)\Phi_{inf} \tag{1.31}$$

avec Φ le transport sédimentaire adimensionnel en disponible limité par charriage à l'équilibre et Φ_{inf} le transport adimensionnel en disponible infini par charriage à l'équilibre.

1.5 Structures sédimentaires

1.5.1 Différents types de structures sédimentaires en disponible illimité

Beaucoup d'études ont été menées pour prédire le type de structures sédimentaires en fonction des conditions hydro-sédimentaires. Nous allons particulièrement nous intéresser ici à la limite rides/dunes.

D'après Raudkivi 1990 [83], les rides sont des petites structures sédimentaires dont les dimensions dépendent du diamètre des sédiments et de la vitesse de l'écoulement mais indépendantes de la hauteur d'eau. Pour Soulsby et al. 2012 [95], des rides peuvent se former jusqu'à $D_{50} = 0,8mm$.

Southard et Boguchwal 1990 [96] et Ashley 1990 [5] proposent une prédiction graphique des types de structures en fonction de la vitesse moyenne de l'écoulement (valable pour des hauteurs d'eau entre 0,25 et 0,4 m) et du diamètre médian des sédiments (Fig. 1.11). Ce type de graphique, au vue des hauteurs d'eau considérées, est particulièrement adapté aux études expérimentales.

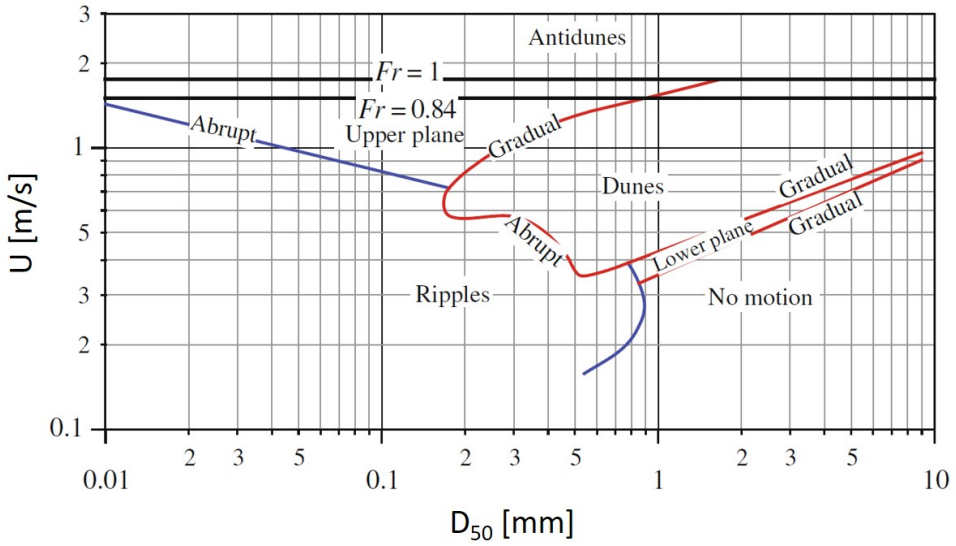

Figure 1.11 – Prédiction des domaines d'existence des structures sédimentaires par Southard et Boguchwal 1990 [96], réorganisée par Ashley 1990 [5]. Source : Dey 2014 [35].

1.5.2 Initiation des structures à partir d'un fond plat

Nous allons nous intéresser à la formation des structures à partir d'un fond plat. Les rides et les dunes étaient initialement considérées comme deux modes distincts

issus de la même instabilité linéaire (Richards 1980 [86] ; Sumer et Bakioglu 1984 [98] ; McLean 1990 [67]). Plus récemment, différents auteurs ont montré que les dunes proviennent du grossissement des rides par une augmentation non linéaire de leurs longueurs d'onde (Raudkivi et Witte 1990 [83] ; Raudkivi 2006 [82] ; Fourrière et al. 2010 [51]).

Le mécanisme de formation des structures sédimentaires est le même pour tous les types de structures (Andreotti et al. 2012 [3]).

Ce mécanisme comprend plusieurs étapes :
- Premières perturbations du fond
- Les premières rides
- Effets non linéaires
- Évolution temporelle des rides et dunes

Premières perturbations du fond

La génération des rides est indépendante du mode d'écoulement (laminaire ou turbulent) (Kuru et al. 1995 [62] ; Coleman et Melville 1996 [30] ; Coleman et Eling 2000 [28] ; Venditti et al. 2016 [109]). La turbulence peut jouer un rôle sur le seuil de mise en mouvement et donc sur la valeur de θ_c (Rossi et al. 2003 [90]). De plus, Charru et al. 2013 [21] notent que dans la plupart des données de la littérature, l'initiation des structures s'effectuent en régime transitoire dans lequel la contrainte au fond est fortement dépendante de la turbulence de l'écoulement.

Deux phénomènes différents se produisent en fonction de l'écart au seuil de mise en mouvement :

- **si** $\theta' \simeq \theta_c$: des petits monticules de sable se forment à différents endroits par accumulation de grains de manière désordonnée. Cela provient des fluctuations de la contrainte au fond dûes à la turbulence de l'écoulement et à la non-planéité parfaite du lit initial. Les monticules grossissent et créent des perturbations en aval (Venditti et al. 2005a [110] ; Coleman et Melville 1996 [30] ; Raudkivi 1997 [81] ; Warmink et al. 2014 [111]). Ces petits monticules sont dans un premier temps stationnaires et commencent à migrer seulement quand leur taille est suffisante pour former une cellule de recirculation en aval (Best 1992 [15] ; Venditti et al. 2005a [110] ; Coleman et Melville 1996 [30]).

- **si** $\theta' > \theta_c$: des formes sableuses sont générées quasi instantanément sur toute la zone (Venditti et al. 2005 [110] ; Andreotti et al. 2012 [3]).

Les premières rides

La croissance des premiers monticules de sable est exponentielle jusqu'à une hauteur limitée par les phénomènes d'avalanche. Ceci se passe avec une longueur d'onde constante. Le fond sédimentaire est constitué à ce stade d'un champ de rides initial.

La mesure de la longueur d'onde du champ de rides initial, soit quelques dizaines de secondes après le début de l'application d'un écoulement stationnaire au-dessus d'un fond plat, a été mesurée en canal (Coleman et Melville 1996 [30]) et in-situ (Fourrière et al. 2010 [51]). Coleman et Melville 1996 [30] ont conclu que la longueur d'onde initiale dépend faiblement de la vitesse de cisaillement au fond.

Coleman et Eling 2000 [28] et Coleman et al. 2003 [29] en écoulement laminaire et Raudkivi 1997 [81] en turbulent ont donné une formule pour la longueur d'onde initiale en fonction du diamètre médian du sédiment considéré (équation 1.32).

$$\lambda_{ini} = 175 D_{50}^{0.75} \tag{1.32}$$

avec λ_{ini} et D_{50} en mm

Charru et al. 2013 [21] donnent, pour la longueur d'onde initiale, un ordre de grandeur typique de 100 à 800 D_{50}.

La dépendance de la longueur d'onde initiale avec le diamètre médian des sédiments a été démontrée expérimentalement par Langlois et Valance 2007 [63].

Il y a tout de même une forte dispersion des résultats expérimentaux et l'influence du D_{50} est indirecte et provient d'une compétition entre la force déstabilisatrice (inertie du fluide) avec les forces stabilisatrices (gravité, inertie des grains).

Mécanismes d'instabilité du lit sédimentaire

La plupart des analyses de la formation de ce champ de rides initial se base sur une étude de stabilité linéaire (Charru et al. 2013 [21] ; Andreotti et al. 2012 [3]).

La première instabilité linéaire qui induit des rides résulte d'un décalage de phase entre le flux de sédiments et la bathymétrie du lit sédimentaire (Kennedy 1963 [58] ; Engelund 1970 [43] ; Fredsoe 1974 [52] ; Richards 1980 [86] ; Engelund et Fredsoe 1982 [44] ; McLean 1990 [67]).
Ce déphasage est dû à l'effet de la friction sur le fond. La prise en compte de la gravité est importante car elle agit comme une force stabilisatrice quand l'inclinaison de l'écoulement est non nulle (Fredsoe 1974 [52]). Une bonne description de la dynamique des particules est aussi nécessaire pour estimer la longueur d'onde des structures (Charru 2006 [20]). L'effet de l'inertie dû à l'érosion-déposition des particules entraine un déphasage supplémentaire entre la contrainte au fond et le transport saturé, appelé effet d'érosion des crêtes (Charru et al. 2004 [22] ; Charru et Hinch 2006 [20] ; Valance 2005 [104] ; Valance et Langlois 2005 [105]).

La différenciation entre rides et dunes commence à apparaître dans la suite avec l'impact des déphasages sur la sélection du mode amplifié pour la longueur d'onde en fonction de Re_p ($Re_p = \frac{u_* D_{50}}{\nu}$).
En effet, ces déphasages ont deux principaux effets (Andreotti et al. 2002 [4]) :

- un effet hydrodynamique : pour les longueurs d'ondes suffisamment petites par rapport à la hauteur d'eau, l'inertie du fluide provoque une avance de phase de la contrainte au fond ce qui a un effet déstabilisant. Cependant, quand la longueur d'onde est comparable à la hauteur d'eau, le confinement de l'écoulement induit un retard de phase sur la contrainte par rapport à la bathymétrie du fond.
- un effet sur la relaxation du flux sédimentaire : cet effet stabilisant implique une longueur de saturation du transport, L_{sat}. Cette longueur de saturation correspond à la distance que parcourt horizontalement un grain de sable avant de retomber au fond. Elle dépend du mode de transport sédimentaire et vaut de l'ordre de quelques diamètres médians pour un transport par charriage à une distance comparable à la hauteur d'eau pour un transport par suspension (Fourrière et al. 2010 [51] ; Claudin et al. 2011 [25]).

La longueur d'onde des structures dépend du Re_p (Valance 2005 [105], Valance et Langlois 2005 [104], Charru 2006 [20]). En fonction de ce nombre de Reynolds, ce n'est pas le même nombre d'onde qui sera le plus amplifié. Pour un Re_p faible ($Re_p < 3$, Charru 2006 [20]) et un régime d'écoulement au fond lisse ou transitoire, la longueur d'onde des rides sera liée à la longueur caractéristique de viscosité, l_v (Eq. 1.33) (Richards 1980 [86] ; Sumer et Bakioglu 1984 [98] ; Charru et Mouilleron-Arnould 2002 [23]).

$$l_v \propto \frac{\nu}{u_*} \tag{1.33}$$

Pour un Re_p grand ($Re_p \geq 3$, Charru 2006 [20]), la longueur d'onde des structures (dunes) est de l'ordre de L_{sat} (équation 1.34) qui est limitée par l'inertie des grains en mouvement (Valance et Langlois 2005 [105] ; Fourrière et al. 2010 [51] ; Andreotti et al. 2012 [3]).

$$L_{sat} \propto \frac{\rho_s}{\rho} D_{50} \tag{1.34}$$

La croissance linéaire de ce champ de rides initial prend fin quand $kh > 0,1$ avec k le nombre d'onde (Charru et al. 2013 [21]). A partir de ce moment là, la bathymétrie du fond perturbe l'écoulement de manière trop importante et l'évolution des structures devient alors non linéaire.

Effets non linéaires

La croissance des structures sédimentaires se produit ensuite de manière non-linéaire. La différenciation entre les rides et les dunes s'effectue à ce stade.

Les rides et les dunes vont commencer à migrer et leurs longueurs d'onde va augmenter jusqu'à atteindre l'équilibre. Des phénomènes de scissions, d'appariements vont apparaître.

1.5.3 Évolution de la morphologie des structures sédimentaires depuis leur formation jusqu'à l'équilibre

Le développement des dunes et des rides n'est pas instantané au moment de la mise en place d'un écoulement et requiert un temps qui peut être long.

Baas 1993 [6] a expliqué l'évolution temporelle des rides depuis un fond plat par une loi exponentielle dépendant des paramètres de longueur et de hauteur initiaux et finaux et d'un coefficient inversement proportionnel au temps de formation des rides. Néanmoins Nakagawa et Tsujimoto 1983 [69] ont observé qu'une description exponentielle de l'évolution temporelle sur leurs données n'était pas très satisfaisante.

Une loi d'évolution en puissance pour l'évolution des structures sédimentaires à été proposée par Nikora et Hicks en 1997 [72] (équation 1.35) :

$$\frac{P}{P_{eq}} = \left(\frac{t}{t_{eq}}\right)^{\gamma} \qquad (pour\ 0.01 < t/t_{eq} < 1) \tag{1.35}$$

avec P la valeur moyenne de la longueur d'onde ou de la hauteur des structures, t_{eq} le temps pour atteindre P_{eq} et γ le paramètre d'expansion. Les auteurs ont trouvé pour les hauteurs et les longueurs d'onde, un paramètre commun $\gamma = 0.28$.

Concernant le temps d'équilibre des structures, t_{eq}, Raudkivi 1997 [81] a proposé expérimentalement une équation pour les rides (équations 1.36) :

$$t_{eq} = a\left(\frac{\theta}{\theta_c}\right)^{-b} \tag{1.36}$$

avec t_{eq} en heure et a et b des coefficients qui varient en fonction du sable utilisé.

Les auteurs précédants indiquent que le manque de données ne permet d'avoir une certitude sur l'universalité des coefficients γ, a et b.

Devant ce constat, Coleman et al. 2005 [31] ont compilé 91 données obtenues en canal pour différents sables et différentes vitesses d'écoulement (Raichlen and Kennedy 1965 [80] ; Kühlborn 1993 [59] , Baas 1993 [6] ; Nikora and Hicks 1997 [72] ; Coleman et al. 2005 [31]) de manière à affiner la détermination des coefficients ci-dessus (voir figure 1.12). Les résultats pris en compte par les auteurs couvrent une large gamme sédimentaire 0,095 à 0,82 mm et de conditions hydrodynamiques avec θ/θ_c entre 3,2 et 31,9.

Coleman et al. 2005 [31] obtiennent les formules suivantes pour décrire l'évolution morphologique des structures sédimentaires dans le temps :

- en reprenant l'équation 1.35 de Nikora and Hicks 1997 [72] avec deux paramètres γ différents (un pour la longueur d'onde et un pour la hauteur des structures) :

$$\gamma_\lambda = 0.14 D_*^{0.33} \tag{1.37}$$

$$\gamma_H = 0.22 D_*^{0.22} \tag{1.38}$$

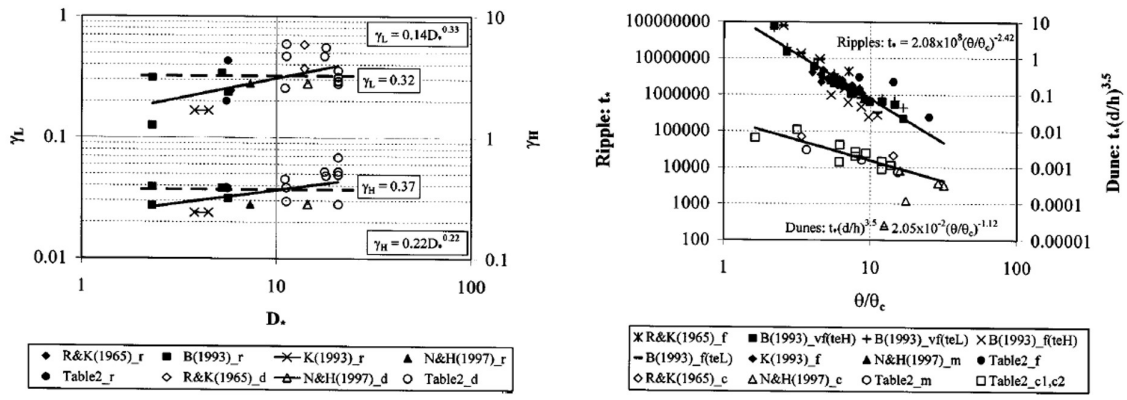

FIGURE 1.12 – **A gauche :** détermination du coefficient γ pour les longueurs d'onde (L) et pour les hauteurs (H) à partir de l'équation 1.35 par rapport à D_*. **A droite :** temps d'équilibre des rides et des dunes par rapport à $\frac{\theta}{\theta_c}$. Les symboles pleins correspondent aux rides et les symboles creux aux dunes. Figures Coleman et al. 2005 [31].

On observe une dépendance de γ avec le diamètre sédimentaire (Nino et al. 2002 [74]). γ est indépendant du rapport θ/θ_c comme montré par Clunie et al. 2004 [26].

- deux équations différentes pour t_{eq} en fonction du type de structure sédimentaire (rides ou dunes) (dans la figure 1.12 de droite $t_* = \frac{t_{eq} u_*}{D_{50}}$) :
  - Rides

$$t_{eq} = 2.08 \ .10^8 \left(\frac{\theta}{\theta_c}\right)^{-2.42} \frac{D_{50}}{u_*} \tag{1.39}$$

  - Dunes

$$t_{eq} = 2.05 \ .10^{-2} \left(\frac{\theta}{\theta_c}\right)^{-1.12} \left(\frac{D_{50}}{d}\right)^{-3.5} \frac{D_{50}}{u_*} \tag{1.40}$$

    avec t_{eq} en secondes.

Concernant l'application des formules sur le temps d'équilibre, elles sont très dépendantes du calcul de u_*.

Les études ayant permis de définir ces paramètres sont des études en canal uniquement et l'application à l'in-situ n'est pas démontrée.

1.5.4 Dimensions à l'équilibre des rides et dunes en disponible illimité

Il existe de nombreuses formulations permettant de prédire les dimensions (longueurs d'onde et hauteurs) des rides et des dunes à l'équilibre. La majorité des formulations sont empiriques.

D'après Yalin 1985 [117], la longueur d'onde des rides est comprise entre $\lambda_{eq} = 500 D_{50}$ et $\lambda_{eq} = 1000 D_{50}$ et la hauteur entre $h_{eq} = 50 D_{50}$ et $h_{eq} = 200 D_{50}$.

Soulsby et al. 2012 [95] ont proposé deux formulations empiriques pour les dimensions à l'équilibre des rides obtenues à partir de l'ajustement de données issues d'expériences en canal avec du sable, et valables pour $1,2 < D_* < 16$:

$$h_{eq} = D_{50}202D_*^{-0,554} \tag{1.41}$$

$$\lambda_{eq} = D_{50}(500 + 1881D_*^{-1,5}) \tag{1.42}$$

La majorité des formulations pour les rides ne tiennent compte que de la taille des sédiments sans considérer la vitesse de l'écoulement. Malgré tout, on peut citer la formule de Yalin 1977 [116] qui prend en compte aussi la contrainte au fond :

$$\frac{\lambda_{eq}}{D_{50}} = 2200Re_p^{-1} \tag{1.43}$$

avec : $Re_p = u'_* D_{50}/\nu < 3$

Les formulations prédisant les dimensions des dunes à l'équilibre sont souvent exprimées en fonction de la hauteur d'eau mais aussi parfois de la contrainte au fond.

Van Rijn 1984b [106] propose deux formulations empiriques :

$$\lambda_{eq} = 7,3d \tag{1.44}$$

$$h_{eq} = 0,11d\left(\frac{D_{50}}{d}\right)^{0,3}\left[1 - exp\left(-0,5\frac{\tau'_0 - \tau_{0c}}{\tau_{0c}}\right)\right]\left(25 - \frac{\tau'_0 - \tau_{0c}}{\tau_{0c}}\right) \tag{1.45}$$

Ces deux formulations ont néanmoins tendance à sous-estimer les dimensions des dunes in-situ. Julien et Klaassen 1995 [57] ont compilé un grand nombre de données in-situ, et proposent comme valeurs moyennes pour les dimensions :

$$\lambda_{eq} = 6,5d \tag{1.46}$$

$$h_{eq} \simeq 2,5d^{0,7}D_{50}^{0,3} \tag{1.47}$$

Il existe beaucoup d'autres formulations permettant d'estimer les dimensions des rides et des dunes dans la littérature. De plus certaines formulations sont valables aussi bien pour les rides que pour les dunes comme par exemple les formulations de van Rijn 1984a [87] :

$$\frac{h_{eq}}{d} = 0,11\left(\frac{D_{50}}{d}\right)^{0,3}(1 - e^{-0,5K})(25 - K) \tag{1.48}$$

$$\frac{h_{eq}}{\lambda_{eq}} = 0,015\left(\frac{D_{50}}{d}\right)^{0,3}(1 - e^{-0,5K})(25 - K) \tag{1.49}$$

avec K<3 pour les rides et 3<K<25 pour les dunes et antidunes (voir van Rijn 1984a [87] pour les détails).

La formulation de Flemming 1988 [48] permet de prédire la hauteur des rides ou dunes en fonction de leurs longueurs d'onde. Elle a été obtenu à partir de l'ajustement d'une grande base de données de mesures réalisées in-situ :

$$h_{eq} = 0,0677\lambda_{eq}^{0,8098} \tag{1.50}$$

1.5.5 Cas du disponible limité

La limitation du disponible sédimentaire impacte la morphologie des structures sédimentaires. Ainsi, in-situ un disponible extrêmement limité peut entraîner l'apparition de rubans sableux aussi bien dans le régime des rides que des dunes (Belderson et al. 1982 [12], Kleinhans 2002 [60]). Quand le disponible est plus important, des barkhânes apparaissent puis des dunes-barkhânoides (ou rides-barkhânoides) jusqu'à des dunes (ou rides) pour un disponible très important (Belderson et al. 1982 [12] ; Kleinhans et al. 2002 [60]) (Fig. 1.13).

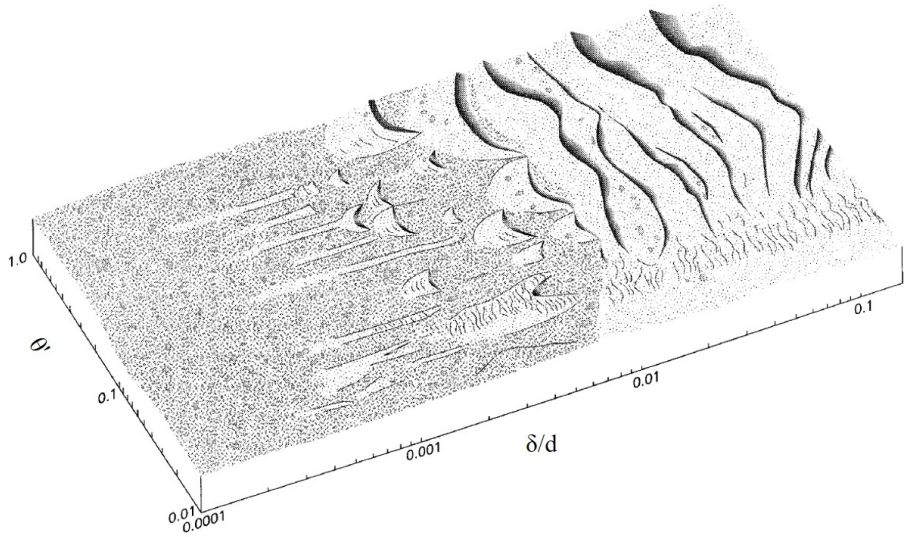

FIGURE 1.13 – Type de structures sédimentaires en fonction de la contrainte au fond et de la limitation du disponible. Source : Kleinhans et al. 2002 [60].

De plus, la quantification du disponible sédimentaire dépend majoritairement des conditions sédimentaires en amont et ne peut être prédit en regardant une zone restreinte (Kleinhans et al. 2002 [60]).

La limitation du disponible influence les dimensions des structures sédimentaires. Lors d'expérimentations en canal sous une pente non nulle (entre 0,07 % et 0,22%) menées avec du sable comme sédiments mobiles ($D_{50} = 800\mu m$) et des graviers comme sédiments immobiles ($D_{50} = 12mm$), avec une vitesse moyenne d'écoulement

d'environ 52 cm/s, Tuijnder et al. 2009 [102] observent que les dimensions des dunes à l'équilibre augmentent quand le disponible sédimentaire augmente.

Dréano et al. 2010 [38] ont réalisé des expériences avec des billes de verre dans un canal incliné sans surface libre et une alimentation en sédiment s'effectuant grâce à un bac d'alimentation situé à l'amont du canal expérimental. Ils ont observé, comme Tuijnder et al. 2009 [102], une augmentation de la hauteur des structures sédimentaires avec l'augmentation de l'apport en sédiment. Néanmoins, une augmentation de la longueur d'onde avec l'augmentation du disponible n'est observée dans leurs expériences que dans le cas des structures obtenues avec des billes de verre fines ($D_{50} = 100\mu m$). Dans le cas des sédiments grossiers (billes de verre de diamètre $D_{50} = 500\mu m$), une indépendance de la longueur d'onde avec l'apport en sédiment à l'amont a été observée.

Deux formulations permettant de prédire la hauteur et la longueur d'onde respectivement des dunes à l'équilibre en fonction de l'épaisseur relative du disponible sédimentaire par rapport à la hauteur des dunes à l'équilibre en disponible infini ont été proposées par Tuijnder et al. 2009 [102]. Cette épaisseur relative a été prise comme paramètre car elle apparaît comme indépendante de la hauteur d'eau et de la vitesse de l'écoulement (Tuijnder et al. 2009 [102]) :

$$\frac{h_{eq}}{h_{eq_inf}} = 1 - exp\left(\frac{-\delta}{\alpha_T h_{eq_inf}}\right) \tag{1.51}$$

avec : h_{eq_inf} la hauteur des structures en disponible infini à l'équilibre et α_T un coefficient sans dimension ajusté à partir des essais ($\alpha_T = 0,39$).

$$\frac{\lambda_{eq}}{\lambda_{eq_inf}} = 1 - \beta_T exp\left(\frac{-\delta}{\alpha_{T2} h_{eq_inf}}\right) \tag{1.52}$$

avec : λ_{eq_inf} la longueur d'onde des structures en disponible infini à l'équilibre et β_T et α_{T2} deux coefficients sans dimensions tel que $\beta_T = 0,96$ et $\alpha_{T2} = 0,24$

Les résultats obtenus avec Tuijnder et al. 2009 [102] sont comparés aux résultats obtenus par Dréano et al. 2010 [38] dans ses expériences réalisées avec les billes de verre fines (Fig. 1.14). L'accord entre les résultats expérimentaux et les formulations est très bon. A notre connaissance, il n'y a rien dans la littérature sur les dimensions des rides en disponible limité.

De plus, pour un disponible sédimentaire fixé, Dréano et al. 2010 [38] observent que quand la vitesse de frottement au fond croît alors la hauteur des structures a tendance à décroître. La longueur d'onde dans le cas des billes fines est alors elle aussi décroissante alors que dans le cas des billes les plus grosses, la longueur d'onde semble indépendante de la contrainte au fond.

Finalement, des plus grandes variations dans les dimensions des structures à l'équilibre sont observées en disponible infini comparativement au cas du disponible

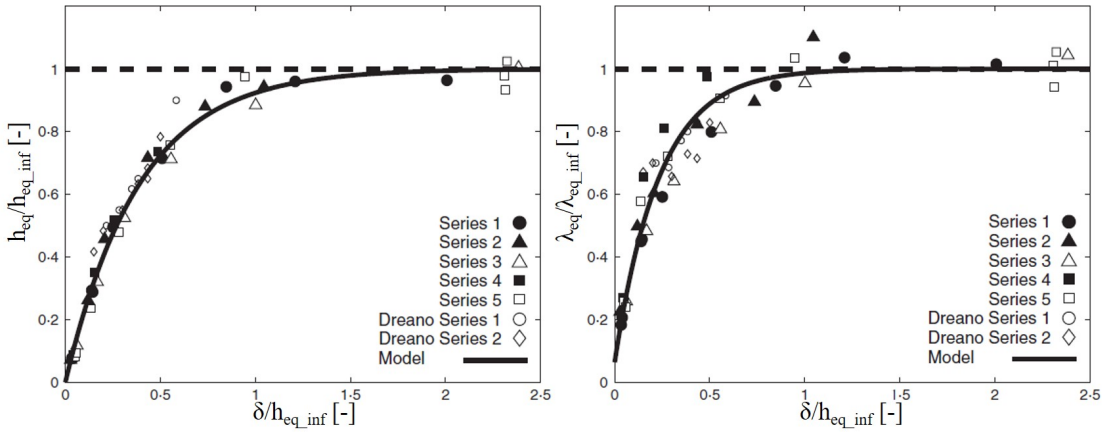

FIGURE 1.14 – Respectivement : Hauteur et longueur d'onde relative des dunes en fonction de l'épaisseur relative du disponible. Source : Tuijnder et al. 2009 [102].

limité (Tuijnder et al. 2009 [102] ; Dréano et al. 2010 [38]). Tuijnder et al. 2009 [102] expliquent ce résultat par le fait que la présence du lit immobile limite le développement des longueurs d'onde autres que la longueur d'onde dominante.

In-situ dans le détroit du Pas-de-Calais par exemple, malgré la présence d'un disponible très limité les longueurs d'onde sont très importantes (Le Bot et Trentesaux 2004 [64]) et même supérieures à la longueur d'onde attendue en disponible infini dans les mêmes conditions hydro-sédimentaires. Ce résultat est contradictoire avec les résultats obtenus en laboratoire. Une hypothèse émise par Tuijnder et al. 2009 [102] pour expliquer ce comportement différent en canal par rapport à l'in-situ est que l'étude est menée en courant constant expérimentalement alors qu'in-situ le courant n'est pas constant. Ceci est dû en partie aux importantes et rapides variations de profondeur d'eau mais également à une variabilité hydrodynamique importante au cours du cycle de marée (régime macrotidal).

1.6 CONCLUSIONS

En disponible infini, les connaissances sur le transport sédimentaires par charriage, la formation des structures ainsi que leurs dimensions sont bien connues et sont largement étudiées dans la littérature. Les nombreuses études sur le seuil de mise en mouvement en disponible infini ont permis d'aboutir à de nombreux résultats depuis l'étude initiale de Shields 1936 [91]. Néanmoins, la majorité des formulations sont empiriques et les études théoriques restent peu nombreuses.

En disponible limité, le nombre d'études est nettement moins important. En canal, peu d'expérimentations ont été menées dont la majorité dans des canaux inclinés. In-situ, la quantification de l'effet de la limitation du disponible est très compliquée. De plus, il est nécessaire de comparer les résultats obtenus aux résultats en disponible infini, or in-situ il est peu probable de trouver deux zones adjacentes pré-

sentant un disponible différent mais des conditions hydro-sédimentaires identiques. Nous constatons, qu'il y a une lacune importante de connaissances, dans la littérature concernant l'impact du disponible sédimentaire sur la morphodynamique du fond sédimentaire.

Chapitre 2

Matériel expérimental et méthodes

Plan du chapitre

2.1 Canal et dispositifs expérimentaux 34
2.1.1 Canal 34
2.1.2 Nid d'abeille 35
2.1.3 Fond immobile 35
2.1.4 Appareil photo 36
2.1.5 Dispositif bathymétrique 36
2.1.6 Dispositif de mesure de la vitesse de migration des structures sédimentaires 38
2.1.7 Trappes 39
2.2 Profils de vitesse dans la veine 40
2.2.1 Profileurs ADCP 40
2.2.2 Résultats 41
2.3 Analyse sédimentaire 44
2.3.1 Granulométrie par tamisage 44
2.3.2 Mesure de la porosité 45
2.3.3 Morphogranulomètre laser 45
2.4 Post-traitement 46
2.4.1 Panoramas en vue de dessus 46
2.4.2 Bathymétries optiques 47
2.4.3 Vitesses de migration 50
2.4.4 Transport sédimentaire 51

Tout d'abord, il s'agit de valider l'utilisation du canal d'essais compte tenu de nos objectifs d'étude et de définir le matériel et sa mise en œuvre pour permettre la récupération de l'ensemble des informations permettant de caractériser finement :

- le transport sédimentaire,
- la géométrie des structures sédimentaires formées,
- la vitesse de migration des structures.

Une analyse sédimentaire avec l'utilisation de différentes techniques a aussi été réalisée.

L'ensemble des post-traitements décrit ici a été développé durant cette thèse.

2.1 Canal et dispositifs expérimentaux

2.1.1 Canal

Le canal expérimental utilisé au LOMC est une veine d'essais de section transversale rectangulaire permettant de générer un courant continu unidirectionnel et/ou de la houle (Fig. 2.1). La houle n'a pas été utilisée pendant cette thèse et la position du batteur est donc donnée à titre indicatif. Il est équipé d'une boucle de recirculation pour l'eau ce qui permet de faire recirculer toujours la même eau durant un test. La hauteur d'eau, d, est ajustable selon les besoins de l'expérience (entre $d = 0,195m$ et $d = 0,25m$ dans cette étude).

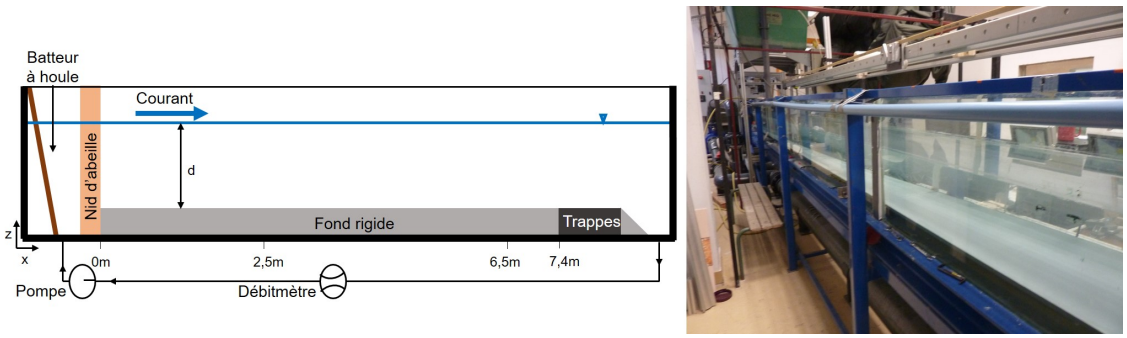

FIGURE 2.1 – Gauche : schéma du canal expérimental. Droite : photo du canal.

Le canal est équipé de différents équipements permanents, à savoir :

- Une pompe permettant de générer un courant. Il s'agit d'une pompe centrifuge MUTHEC qui produit un courant permanent à vitesse variable en fonction du débit imposé. Le débit est régulé soit manuellement soit automatiquement via l'intermédiaire d'un boitier de commande. Pour passer d'un débit nul au débit voulu, une rampe d'accélération est appliquée. Il en va de même lors de la décélération.
- Un débitmètre Minisonic 600 connecté à un capteur ultrason est installé au niveau du tuyau de recirculation sous le canal. Le débitmètre est relié à un PC

qui permet l'enregistrement du débit à une fréquence de 1 Hz. Ceci permet d'obtenir la vitesse débitante dans la veine d'essai en temps réel.
- Un nid d'abeille permettant de laminariser l'écoulement (voir Sect. 2.1.2).
- Un double fond permettant d'avoir une rugosité homogène sur l'ensemble du canal (voir Sect. 2.1.3).

2.1.2 Nid d'abeille

De manière à obtenir un écoulement laminarisé dans le canal expérimental, un nid d'abeille est disposé à l'aval de l'arrivée du courant dans le canal (Fig. 2.1).

Le dimensionnement du nid d'abeille a été effectué à partir des recommandations de Germain et al. 205 [53]. Ce dimensionnement doit être adapté aux conditions d'écoulement et de dimension de la veine. L'avantage de l'étude de Germain et al. 2005 [53] est qu'elle s'est déroulée dans des conditions similaires à l'étude présentée ici (section de 50cm et une vitesse moyenne pour l'écoulement $U = 0,40m/s$).

Les recommandations pour ce type de configuration sont les suivantes :
- le diamètre des mailles doit être au minimum 10 fois inférieur à la longueur du nid d'abeille,
- le nid d'abeille doit être le plus long possible,
- la porosité doit être supérieure à 0,9,
- les mailles doivent être hexagonales plutôt que carrées pour éviter le développement d'un écoulement de Poiseuille.

La longueur maximale dans notre cas est fixée par la taille disponible dans le canal pour l'accueillir et vaut 30 cm. Le nid d'abeille répondant au mieux à l'ensemble des critères a été réalisé sur mesure par la société PlastiCell en polypropylène (Fig. 2.2).

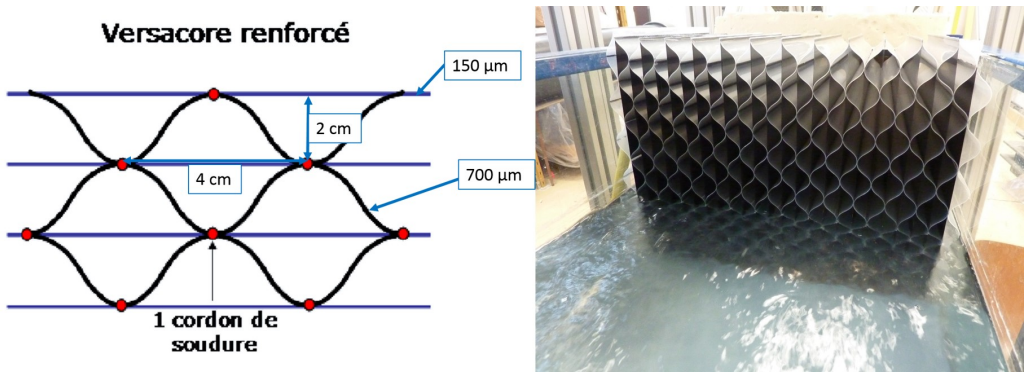

FIGURE 2.2 – Gauche : schéma du nid d'abeille. Droite : photo du nid d'abeille.

2.1.3 Fond immobile

Un double fond de 7 cm d'épaisseur est disposé dans le canal entre $x = 0m$ et $x = 7,4m$ (Fig. 2.1).Ce double fond permet d'avoir une rugosité uniforme sur l'en-

semble du canal mais aussi de pouvoir disposer des trappes à l'aval du double fond de manière à pouvoir récupérer le sable et donc quantifier le transport sédimentaire (Sect. 2.1.7).

Ce double fond est en Polychlorure de vinyle (PVC) et a été poncé à l'aide d'une ponceuse électrique rotative équipée d'un disque abrasif à gros grain (40) (Fig. 2.3).

FIGURE 2.3 – Gauche : ponçage du double fond. Droite : double fond PVC dans le canal.

La rugosité résultante est estimée à quelques micromètres. Le fond peut donc être considéré comme hydrauliquement lisse.

2.1.4 Appareil photo

Un appareil photo Nikon D3S (12 mégapixels, haute définition et sensibilité ISO 200-12800) équipé d'un objectif grand angle de 24 mm est positionné juste au dessus du canal soit environ 50 cm au dessus du double fond et perpendiculairement au sens du courant (Fig. 2.4). L'appareil est positionné sur une barre mobile posée sur les deux côtés du canal et pouvant être déplacée perpendiculairement à celui-ci. Chaque photo a une résolution de 4256x2832 pixels. Lors de chaque mesure une série de photos est prise sur une longueur totale de 150 cm de manière à avoir une zone de recouvrement d'un tiers de l'image entre chaque photo.

L'éclairage est effectué grâce à un spot LED de 50W (Fig. 2.4). Le positionnement du spot sur la même barre mobile que l'appareil photo permet d'obtenir un éclairage constant sur chaque photo. De plus, cela produit un éclairage non homogène où les flancs doux des structures sont éclairés alors que les flancs raides sont dans l'ombre. Cette technique permet de distinguer la ligne de crête très distinctement.

2.1.5 Dispositif bathymétrique

La bathymétrie optique du fond sableux est mesurée sur une longueur de 2,3m entre $x = 4m$ et $x = 6,5m$ grâce à la méthode optique développée par Marin et Ezersky 2008 [66]. Le dispositif est présenté sur la figure 2.5 à droite. Il est composé :

FIGURE 2.4 – Photo du Nikon D3S avec le spot d'éclairage en position au dessus du canal expérimental.

- d'une caméra haute résolution (Basler Ace2040-180km) équipée d'un objectif de 67mm, le tout positionné dans un caisson étanche juste sous la surface libre et donc suffisamment haut pour ne pas perturber le lit sédimentaire,
- d'une diode laser permettant de générer une nappe laser, grâce à une lentille cylindrique, placée elle aussi dans un caisson étanche juste sous la surface libre.

Les images obtenues ont une résolution de 2048x1500 pixels. Le plan laser est positionné perpendiculairement au sens du courant. La caméra est orientée de manière à visualiser la trace laissée par le plan laser. La largeur du champ observé est de 20cm environ. La caméra et la diode laser sont fixées à un chariot motorisé, lui-même positionné sur un rail long de 5,46m aligné sur le canal (en longueur) et centré (en largeur). Le déplacement du chariot le long du canal permet à la caméra d'enregistrer l'ensemble des positions utiles pour la réalisation de chaque bathymétrie. Chaque image permet d'obtenir la position verticale du fond à une distance x du nid d'abeille.

Une calibration de la bathymétrie dans les 3 directions est nécessaire avant chaque réalisation. La calibration dans la direction x dépend de la vitesse de déplacement du chariot. Elle dépend de l'ajustement d'un potentiomètre dont la position peut varier légèrement pour chaque bathymétrie. La calibration dans les directions y et z dépend de la position de l'ensemble (caméra - diode) sous la surface libre. Ce système étant immergé seulement lors des mesures pour ne pas perturber, un repositionnement très précis est difficile. De plus l'angle de la caméra a aussi son importance dans la calibration. De manière à s'affranchir d'une calibration manuelle et délicate lors de chaque mesure, une cale de calibration a été réalisée (Fig. 2.5 à gauche). Cette cale a été réalisée par usinage de 3 plaques de PVC de 5mm d'épaisseur au Lycée des métiers Pierre de Coubertin, Bolbec (76) avec une précision de 20 μm. Les 3 plaques ont ensuite été assemblées avec une colle spéciale permettant d'éviter une sur-épaisseur entre les plaques. La cale a ensuite été équipée de 3 sup-

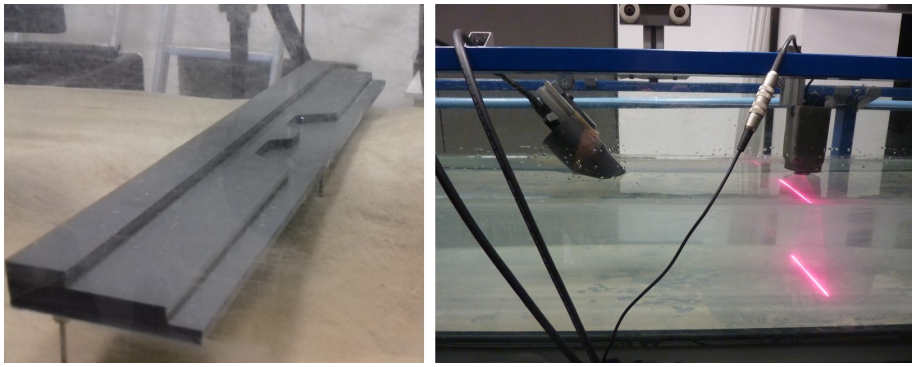

FIGURE 2.5 – Gauche : photo de la cale de calibration du système bathymétrique. Droite : Système bathymétrique composé d'une caméra et d'une diode laser respectivement placées dans des compartiments étanches.

ports très fins amovibles (une série de 5cm de long et une de 7cm) qui sont enfoncés dans le sable au début de chaque bathymétrie permettant d'éviter une trop grosse perturbation du lit sédimentaire.

Cette cale a été conçue de manière à pouvoir calibrer la bathymétrie dans les trois directions :

- selon x : la cale dispose de 3 marches de longueurs différentes connues.
- selon y : la cale dispose d'un système de créneau au centre avec des angles à 45 degrés permettant d'éviter la diffraction trop importante de la nappe laser au niveau des angles. La dimension de chaque créneau et donc la distance entre deux angles est connue.
- selon z : La cale dispose de 3 marches avec une hauteur entre chaque de 0,5cm.

La détection de cette cale lors du post-traitement permet de calibrer très précisément la bathymétrie obtenue. De plus, la cale faisant toute la largeur du canal et étant toujours positionnée à la même distance x du nid d'abeille au début de chaque mesure, cela permet d'être sûr que la zone bathymétrique est invariante pour l'ensemble des tests.

La fréquence d'acquisition des images est fixée à 5Hz. L'enregistrement des images est possible grâce à l'utilisation de trois logiciels différents : Matrox Intellicam qui pilote la carte graphique, Pylon 5 permettant de régler les paramètres d'acquisition et Streampix 5 MultiCam pour l'enregistrement des images. Chaque bathymétrie compte entre 5000 et 6000 images.

2.1.6 Dispositif de mesure de la vitesse de migration des structures sédimentaires

De manière à pouvoir visualiser la vitesse de migration des structures sédimentaires un appareil photo Nikon D300S (12 mégapixels, haute définition, ISO 200-3200) équipé d'un objectif de 67mm est placé latéralement au canal avec un angle

d'inclinaison à une distance $x = 6,8m$ du nid d'abeille (Fig. 2.6). Le champ visualisé par l'appareil est de 35 cm de long. L'appareil photo est utilisé en mode caméra avec une fréquence d'acquisition de 24 Hz et une résolution de 640x424 pixels.

FIGURE 2.6 – Appareil photo D300S en position latérale.

Au début de chaque test expérimental, une règle est placée au fond longitudinalement au centre du canal dans le champ de l'appareil de manière à calibrer l'image et à faire la mise au point. La règle est ensuite retirée délicatement pour ne pas trop perturber le fond sableux avant le début du test.

2.1.7 Trappes

De manière à pouvoir quantifier le transport sédimentaire par charriage, des pièges à sédiments (trappes) sont positionnés à l'aval du canal (Fig. 2.7). La distance entre le début des trappes et le nid d'abeille est de 7,4 m. Les trappes T1, T2, T3 et LT ont une hauteur de 7 cm et sont inclues dans le double fond en PVC. La trappe FT est située juste avant le retour pompe au niveau du fond du canal et à une profondeur d'environ 20 cm.

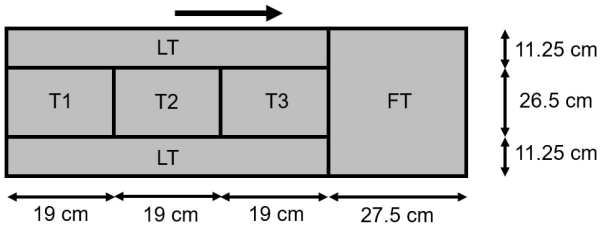

FIGURE 2.7 – Schéma des trappes situées à l'aval du canal d'expérience. La flèche indique le sens de l'écoulement.

Les trappes sont positionnées de manière à pouvoir remplir les différents objectifs de l'étude. La trappe nommée T1 (Fig. 2.7) est utilisée pour quantifier le transport par charriage. Les trappes T2, T3 et FT (Fig. 2.7) sont des trappes permettant de

récupérer le transport par saltation. Les trappes latérales LT (Fig. 2.7) sont utilisées pour quantifier les effets de bord dans le canal expérimental (voir 3.1.3).

2.2 Profils de vitesse dans la veine

2.2.1 Profileurs ADCP

Des transducteurs ADCP (Acoustic Doppler Current Profiler) ont été employés afin d'analyser les conditions hydrodynamiques du canal expérimental en réalisant des profils de vitesse à différentes distances du nid d'abeille. Le profileur utilisé est un UB-Lab de la marque Ubertone. Ce profileur de vitesse est basé sur le principe de l'effet Doppler. En effet, ce système est composé de deux transducteurs (émetteurs/récepteurs) qui mesurent chacun le déphasage entre le signal émis et l'écho de retour des ultrasons. Les molécules d'eau ne réfléchissant pas les ultrasons, il est donc nécessaire d'ensemencer l'écoulement avec des particules fines possédant une densité proche de celle de l'eau pour qu'elles aient le même comportement hydrodynamique que le fluide et qu'elles ne sédimentent pas. Pour cela, on utilise des particules d'Orgasol d'un diamètre médian de 30μm, sphériques et de masse volumique $1,03g/cm^3$. Par conséquent, la mesure de la vitesse des particules dans l'écoulement correspond donc directement à la mesure de la valeur de la vitesse de l'écoulement. Les transducteurs sont placés en direction du fond juste sous la surface libre avec un angle fixe de manière à perturber le moins possible l'écoulement dans la colonne d'eau (Fig. 2.8). Un transducteur fait donc face à l'écoulement et voit donc une vitesse positive, et inversement pour l'autre transducteur. Chaque transducteur enregistre la composante de vitesse suivant son axe. La composante horizontale de la vitesse, U_x, est reconstruite après le long de l'axe vertical, z. La valeur de vitesse est enregistrée par chaque transducteur sur un volume de mesure dans lequel la vitesse est moyennée. Le nombre de cellules sur la hauteur entre le fond et la surface libre est de 64 quand $d = 0,25m$ et de 48 quand $d = 0,195m$. La hauteur d'une cellule de mesure est de 3,84mm. Cette cellule est cubique.

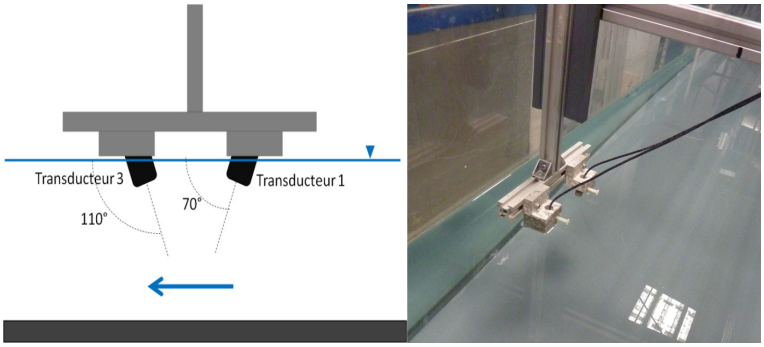

Figure 2.8 – Gauche : Schéma des 2 transducteurs ADCP. La flèche représente le sens de l'écoulement. Droite : Photo des 2 transducteurs ADCP.

L'acquisition d'un profil complet de vitesse instantanée pour un transducteur prend environ une seconde. Le profil de vitesse instantanée est ensuite moyenné dans

le temps pour obtenir un profil moyen. Le temps d'acquisition est fixé pour un profil à 7 min par transducteur soit 14 minutes en tout. Ce temps d'acquisition permet une bonne précision (erreur inférieure à 0,2% par rapport à un temps d'acquisition de 10 min par transducteur, en comparaison, un temps d'acquisition d'une minute donne une erreur de 14%) tout en étant suffisamment rapide. La reconstitution du profil de vitesse à partir de la réponse de chaque transducteur donne ainsi un profil final moyen d'une bonne résolution (Fischer 2004 [47]).

Tous les profils ont été réalisés en l'absence de sédiments au fond du canal.

2.2.2 Résultats

De manière à caractériser l'écoulement dans le canal expérimental, 140 profils de vitesse ont été réalisés pour différentes combinaisons de hauteur d'eau/vitesse d'écoulement. Les principaux résultats sont présentés ci-dessous. La position des différents profils est représentée dans la figure 2.9. Les profils latéraux K, L, M, N, O et P sont effectués à 10 cm de la paroi latérale du canal. Les autres profils sont réalisés au centre du canal. Le fond du canal est en $z = 0$.

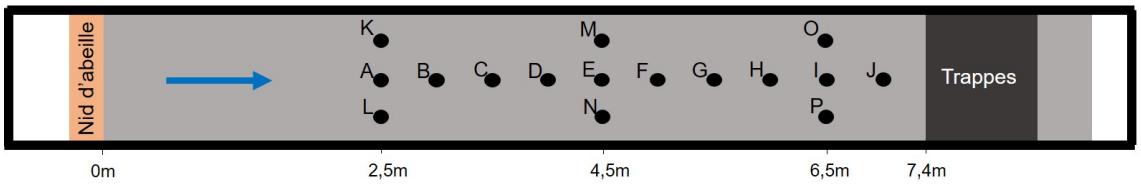

FIGURE 2.9 – Schéma du canal en vue de dessus montrant la position des profils de vitesses indexés de A à P.

Évolution des profils en fonction de la distance au nid d'abeille

La figure 2.10 montre l'évolution du profil de vitesse moyen au centre du canal en fonction de la distance au nid d'abeille. Ces profils ont été réalisés avec une hauteur d'eau de 25 cm et une vitesse moyenne pour l'écoulement, $U = 0,45m/s$. Les profils de vitesse moyens sont invariants à partir du profil C (Fig. 2.9) et présentent une région logarithmique.

Pour toutes les vitesses et les hauteurs d'eau considérées, le même résultat est observé. L'écoulement dans ce canal expérimental est donc établi à partir de $x = 3,5m$.

Effets de bord

Nous allons maintenant nous intéresser à l'impact des bords du canal sur les profils de vitesse par rapport aux profils réalisés au centre de celui-ci. Pour cela, 3 transects en $x = 2,5m$, $x = 4,5m$ et $x = 6,5m$ ont été réalisés (Fig. 2.11). Les profils ont été réalisés avec une hauteur d'eau de 25cm et une vitesse débitante moyenne $U = 0,5m/s$. L'établissement des profils de vitesse sur les bords du canal est moins

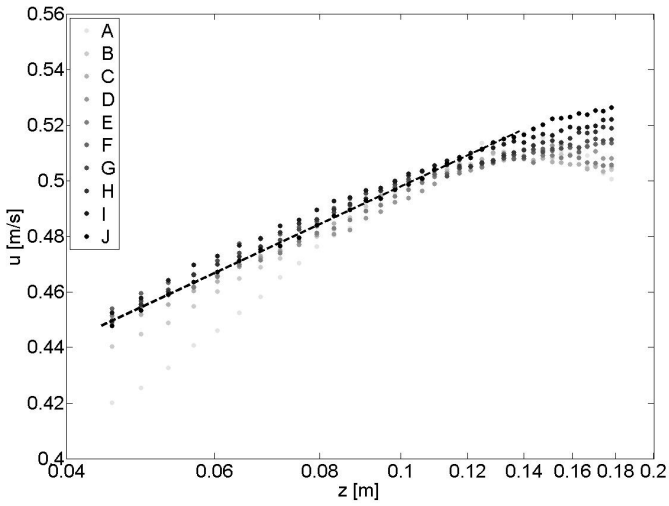

FIGURE 2.10 – Évolution des profils de vitesse moyens au centre du canal en fonction de la distance par rapport au nid d'abeille ($d = 25cm$ et $U = 0,45m/s$). La ligne en pointillé représente le meilleur ajustement de la partie logarithmique du profil J (méthode des moindres carrés).

rapide que pour le centre du canal. On remarque en effet des différences notables entre $x = 4,5m$ et $x = 6,5m$ pour les profils latéraux moyens. De plus, à l'aval du canal, une diminution de la vitesse sur les bords (à 10cm de la paroi) de l'ordre de 10% est visible. De plus, les deux côtés du canal montrent le même déficit de vitesse. L'écoulement est donc symétrique le long du canal expérimental.

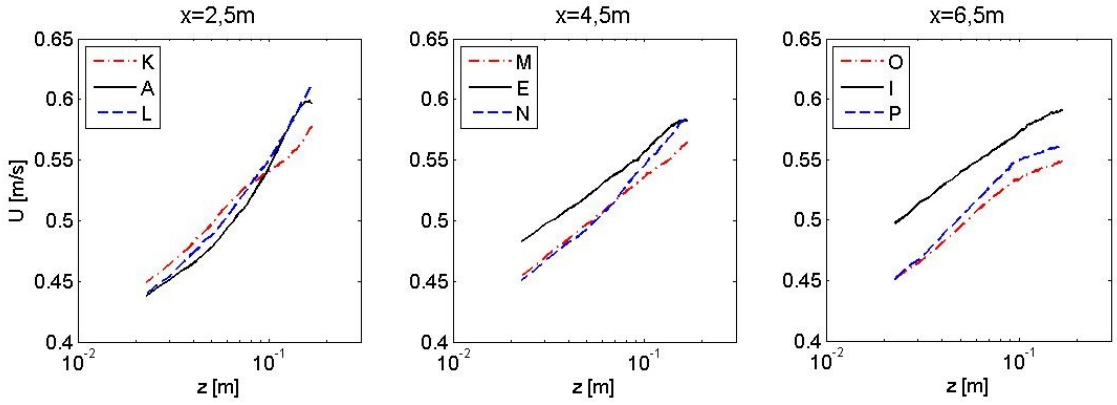

FIGURE 2.11 – Profils de vitesse sur 3 transects le long du canal en $x = 2,5m$, $x = 4,5m$ et $x = 6,5m$ réalisés avec $d = 25cm$ et $U = 0,5m/s$

Répétabilité et influence du nid d'abeille

Des profils de vitesse en $x = 6,5m$ du nid d'abeille ont été effectués en présence et en l'absence de celui-ci (Fig. 2.12). Les trois profils ont été obtenus dans les mêmes

conditions hydrodynamiques.

Le profil 1 et le profil 2 permettent de montrer que l'écoulement ne varie pas dans le temps, vu que les deux profils obtenus sont identiques bien qu'ayant été acquis à des instants différents. Les résultats obtenus sont donc reproductibles.

De plus, la différence notable entre les profils 1 et 2 et le profil 3 montre que le nid d'abeille joue un rôle important dans l'écoulement obtenu. En présence du nid d'abeille, le profil est établi avec une partie logarithmique pour le profil, ce qui n'est pas le cas en l'absence du nid d'abeille.

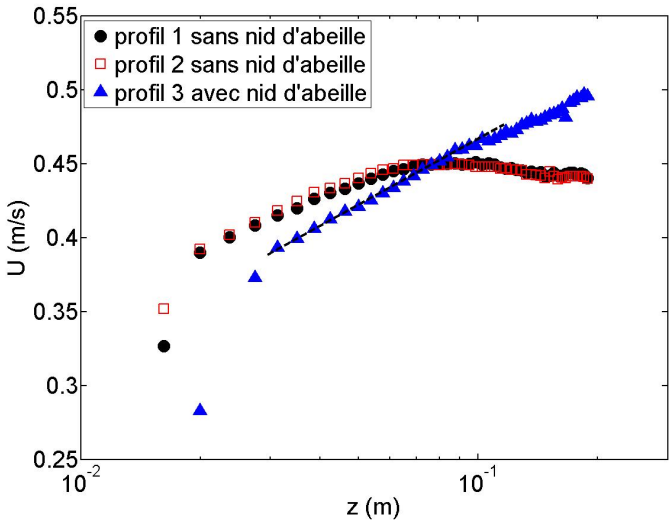

FIGURE 2.12 – Profils de vitesse en $x = 6,5m$ avec $U = 0,4m/s$ et $d = 0,2m$. Les profils 1 et 2 sont obtenus en l'absence du nid d'abeille. Le profil 3 est obtenu en présence du nid d'abeille. La ligne noire en pointillée correspond au meilleur ajustement de la partie logarithmique du profil (méthode des moindres carrés).

Profils de vitesse avec $d = 25cm$ et $U = 0,35 - 0,45 - 0,55m/s$

La figure 2.13 montre les profils de vitesse moyens au point I ($x = 6,5m$ au centre du canal (Fig. 2.9)) pour trois vitesses moyennes d'écoulement : $U = 0,35m/s$, $U = 0,45m/s$ et $U = 0,55m/s$ pour $d = 25cm$. Ces différents profils ont été réalisés avec des conditions hydrodynamiques similaires aux sets expérimentaux présentés dans les chapitres 3 et 4.

Pour les trois vitesses considérées, l'écoulement est établi. Le canal expérimental muni de ce nid d'abeille permet donc d'effectuer nos tests dans de bonnes conditions hydrodynamiques.

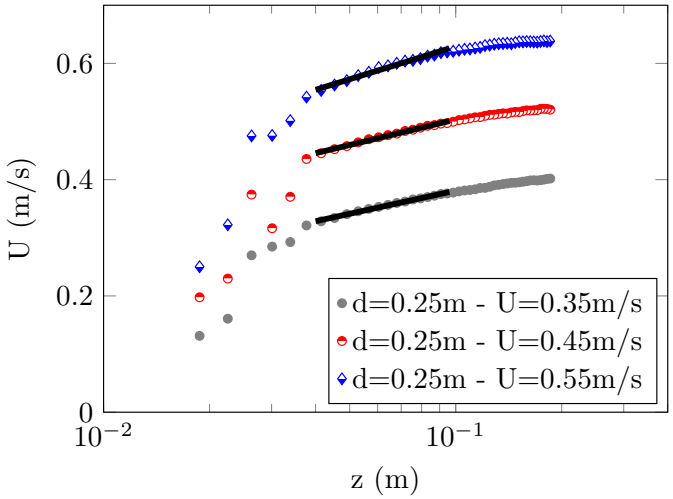

FIGURE 2.13 – Profils de vitesse en $x = 6,5m$ (point I) pour trois vitesses d'écoulement. La ligne noire correspond au meilleur ajustement de la partie logarithmique du profil (méthode des moindres carrés).

2.3 Analyse sédimentaire

2.3.1 Granulométrie par tamisage

Un échantillon d'environ 1 kg de chaque sable utilisé pour cette étude est prélevé. Le sable doit être bien sec et représentatif de la granulométrie du sédiment considéré.

Un tamisage à sec est ensuite réalisé sur une série de tamis à mailles carrées, de 63 μm à 1 mm, respectant la norme AFNOR (NF EN ISO 17892-4 janvier 2018). L'évolution de la taille des mailles d'un tamis à l'autre se fait selon la suite géométrique suivante : $Tamis_{n+1} = R * Tamis_n$. Plus la raison R est petite et plus la granulométrie sera précise. Dans le cadre de la norme AFNOR, la raison est $R = \sqrt[10]{10} \simeq 1,259$. Les tamis utilisés sont donc les suivants : 63μm, 80μm, 100μm, 125μm, 163μm, 200μm, 250μm, 315μm, 400μm, 500μm, 630μm, 800μm et 1mm.

L'échantillon de sédiment sec est déversé au sommet de la colonne de tamis, elle-même placée sur une tamiseuse électrique. Il s'agit d'une tamiseuse 3R qui fonctionne sur le principe d'un cycle total de tamisage durant lequel des périodes de vibration sont entrecoupées de temps d'arrêt où le vibrateur s'arrête complètement avant de redémarrer en sens inverse. Ce principe de fonctionnement permet un meilleur tamisage par des simulations de chocs à chaque arrêt moteur et par une répartition homogène des agrégats dans les tamis en inversant le sens de rotation du vibrateur. La durée du tamisage est de 10 min environ. Le refus de chaque tamis est pesé avec une balance de précision au centième de gramme près. Ceci permet d'obtenir la courbe granulométrique de chaque sédiment ainsi que ces principales caractéristiques telles que le diamètre médian ou encore le coefficient d'hétérogénéité.

2.3.2 Mesure de la porosité

La mesure de la porosité de chaque sable est effectuée de la manière suivante : un récipient de volume V_1 est rempli de sable sec ensuite un volume V_2 d'eau est ajouté jusqu'à remplir totalement les pores du sable.

La porosité correspondant au rapport entre le volume occupé par les vides et le volume total d'un milieu poreux, on obtient alors :

$$\text{porosité} = \frac{V_2}{V_1} \tag{2.1}$$

L'incertitude sur la porosité est estimée à 2%.

2.3.3 Morphogranulomètre laser

Un morphogranulomètre laser de marque Occhio SA a été utilisé au laboratoire M2C de Rouen (Fig. 2.14).

Il fonctionne de la manière suivante :

- Une petite quantité de sédiments (environ une à deux cuillères à soupe) est mélangée à 500mL d'eau et placée dans un erlenmeyer dans lequel est placé un agitateur magnétique.
- une pompe (Fig. 2.14) permet la circulation du mélange en le faisant passer par une cellule de mesure composée de 2 surfaces vitrées (Fig. 2.14).
- Des photos à intervalles de temps réguliers de la cellule sont prises par le système de photographie (Fig. 2.14).
- Une fois le mélange sable + eau passé par la cellule, il est récupéré dans un récipient.
- La mesure s'arrête lorsque l'erlenmeyer est vide.

Les images obtenues ont une résolution de 3840x2748 pixels et sont ensuite post-traitées avec le logiciel ImageJ (Fig. 2.15a). Les grains ont une taille sur l'image supérieure à 500 pixels^2 ce qui permet de suivre les recommandations de Rodriguez et al. [89] et de minimiser les erreurs dans l'estimation des facteurs de forme.

Avant le post-traitement, il faut s'assurer que les grains ne se chevauchent pas sur l'image. Si c'est le cas, les grains en question sont retirés de l'image pour ne pas être pris en compte par la suite et fausser les résultats. Il faut faire de même avec les bulles d'air pouvant se trouver parfois sur l'image et qui sont reconnaissables à leurs formes parfaitement sphériques.

Un filtre automatique binaire est ensuite appliqué sur chaque image (Fig. 2.15b). Un masque est ajouté permettant de supprimer les grains au bord de l'image, les grains inférieurs à 5000 pixels^2 et de combler les "trous" dans les grains (Fig. 2.15c). Le module d'analyse de particules d'ImageJ est appliqué sur l'image avec le masque pour obtenir les caractéristiques de forme 2D des grains.

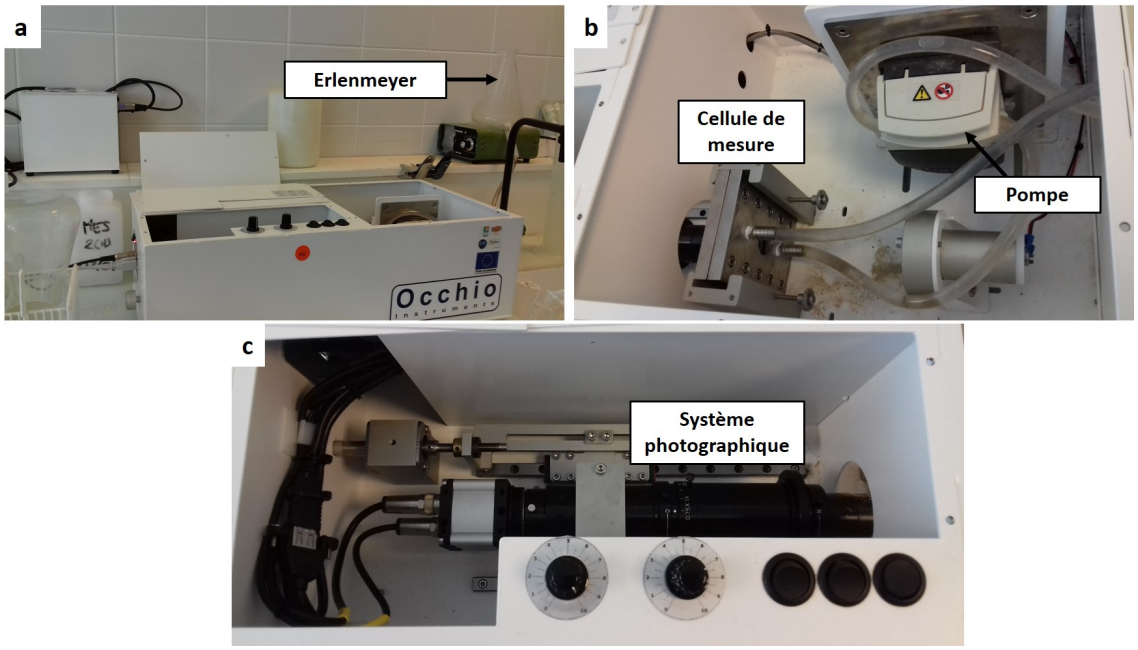

FIGURE 2.14 – Morphogranulomètre laser. a) Morphogranulomètre laser et l'erlenmeyer contenant le mélange initial. b) Cellule de mesure + pompe. c) Système photographique.

FIGURE 2.15 – a) Image initiale b) Image en binaire c) Image avec le masque

2.4 POST-TRAITEMENT

2.4.1 Panoramas en vue de dessus

Les images haute définition prises en vue de dessus (voir 2.1.4) sont assemblées sous forme de panorama via le logiciel Hugin (Fig. 2.16a).

Ce logiciel permet de faire des panoramas très précis grâce à des points de vérification. De plus, la résolution n'est pas impactée par la mise en forme du panorama avec en moyenne 15 000 pixels pour 1,5m soit une résolution finale de 100 pix/cm. Les panoramas ainsi obtenus sont utilisés de deux manières différentes :

– Les zones non sableuses (zones où l'on voit apparaître le fond immobile en noir (Fig. 2.16a)) sont extraites via le logiciel ImageJ et le ratio entre le nombre de pixels de ces zones et le nombre de pixels total permet d'obtenir la fraction surfacique non couverte par des sédiments. L'erreur sur cette mesure est

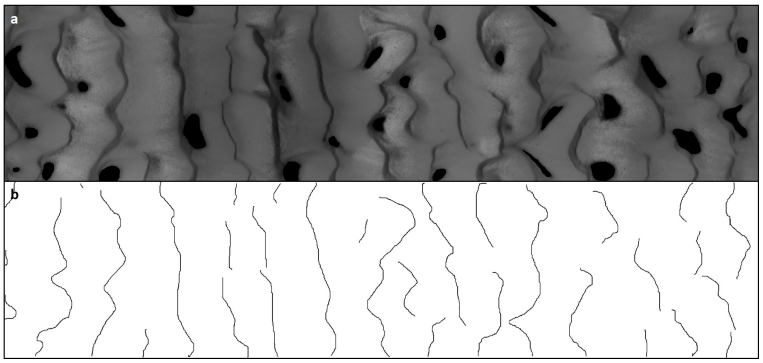

FIGURE 2.16 – a) Exemple d'un panorama initial. Le fond immobile apparaît en noir. b) Position des crêtes des structures après post-traitement du panorama.

négligeable au vue du nombre de pixels contenus dans chaque panorama.

– Les lignes de crêtes sont extraites minutieusement de chaque panorama de manière à créer un nouveau panorama ne contenant que les crêtes des structures sédimentaires (Fig. 2.16b) via le logiciel GIMP. L'erreur sur la position des lignes de crêtes est estimée à environ ± 10 pixels soit ± 0,1cm. Ceci permet de calculer la longueur d'onde entre chaque crête sur chaque ligne du panorama avec une incertitude estimée à ± 0,2 cm. La moyenne des valeurs obtenues nous permet d'obtenir la longueur d'onde moyenne pour chaque panorama. L'écart-type des valeurs est aussi extrait.

2.4.2 Bathymétries optiques

Le post-traitement des images bathymétriques s'effectue en deux temps. Il s'agit tout d'abord de récupérer sur chaque image la déformation de la nappe laser et donc d'obtenir une bathymétrie non calibrée. Puis dans un second temps, après une calibration, il s'agit d'obtenir les paramètres tels que la longueur d'onde et la hauteur des structures sédimentaires présentes sur chaque bathymétrie.

Dans un premier temps, l'objectif est d'obtenir le plus précisément possible la déformation de la nappe laser sur chaque image (Fig. 2.17a). Pour cela, l'image est convertie en une matrice, dont les indices correspondent aux niveaux de gris, via le logiciel Matlab. Toute la suite du post-traitement est effectuée avec ce même logiciel.

Pour chaque colonne de chaque matrice la procédure suivante est appliquée :

– L'indice correspondant au maximum d'intensité est extrait. Ceci permet de positionner approximativement la position verticale de la nappe laser sur cette colonne (Fig. 2.17b).

– Le signal étant bruité au niveau du pic, un lissage est effectué sur ±130 indices par rapport au maximum défini précédemment. Il consiste en une régression locale utilisant la méthode des moindres carrés linéaires pondérés couplée à un modèle polynômial du second degré (méthode LOESS) sur une étendue de 8% du nombre total des données considérées. Cette méthode est apparue comme nous donnant des résultats fiables et avec un coût de calcul raisonnable. Le

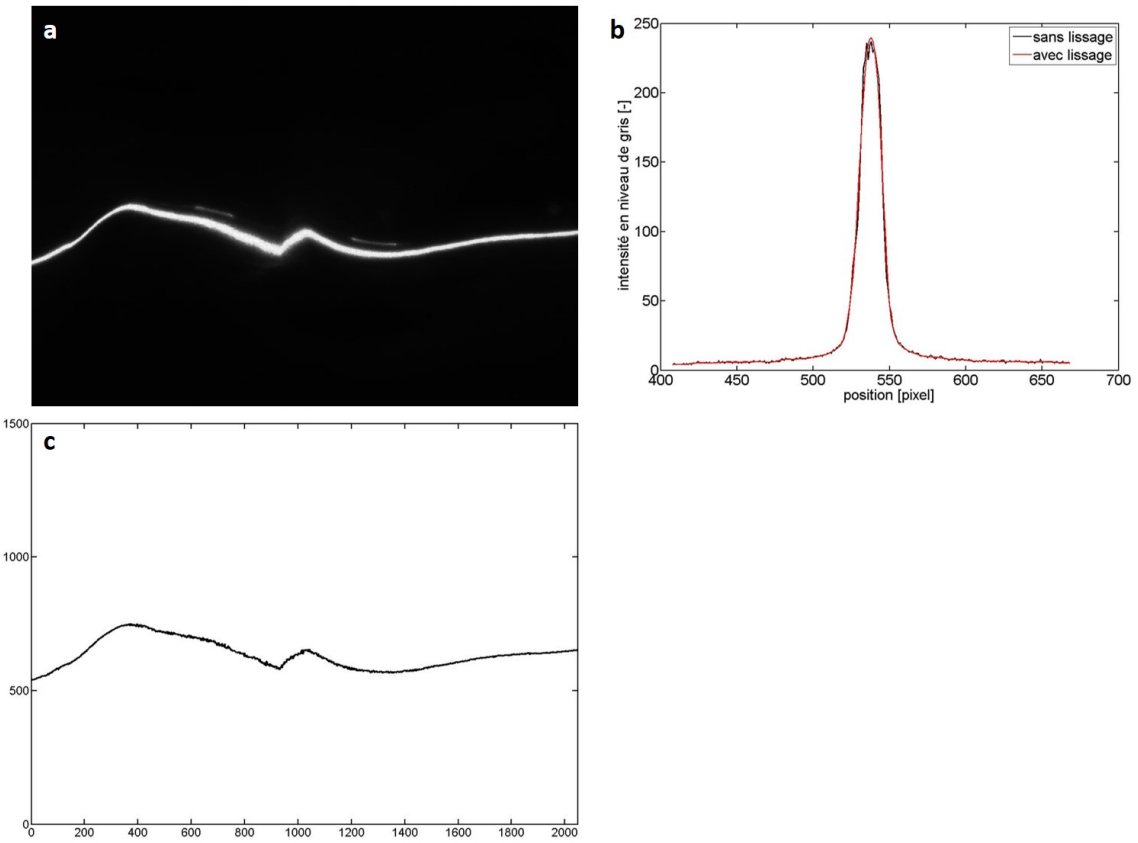

FIGURE 2.17 – a) Exemple d'une image initiale ; b) Intensité en niveau de gris d'une des colonnes de l'image avec en rouge le lissage effectué ; c) La position du fond ainsi obtenue suite au post-traitement de l'image initiale.

choix du nombre d'indices de part et d'autre du maximum provisoire a été aussi optimisé. La détection du maximum d'intensité pour la position du fond a été choisie car malgré le fait que l'intersection entre la nappe laser et le fond se matérialise par une zone d'une certaine épaisseur ($\simeq$ 50 pixels), l'intersection de la nappe laser à l'aplomb du fond correspond au maximum de lumière (moins de diffusion).

- Finalement, la position de la nappe laser et donc du fond sédimentaire est prise au maximum d'intensité de la zone lissée considérée.
- La même opération est effectuée sur toutes les colonnes de l'image (Fig. 2.17c).

Cette procédure permet la reconstruction de la bathymétrie en 3D en pixels. Les ordonnées selon l'axe x correspondent au numéro de l'image, selon l'axe y, au numéro de la colonne de l'image et selon z à la position du maximum du lissage.

La seconde partie du post-traitement consiste en plusieurs étapes : la calibration de la bathymétrie pour passer de dimensions en pixels à des dimensions réelles, la localisation des crêtes et des creux des structures sédimentaires, réalisation d'histogramme sur la probabilité de présence des hauteurs et des longueurs.

Concernant la calibration de la bathymétrie, la cale de calibration (Fig. 2.5) étant placé au début de la zone d'acquisition de la bathymétrie, on la retrouve aussi dans la première partie de la bathymétrie non calibrée. La détection s'effectue de la manière suivante : tout d'abord, le passage entre chaque marche de la cale donne un écart net entre deux points successifs dans la bathymétrie brute. Cette différence brutale de hauteur en z est détectée automatiquement. La valeur moyenne de la hauteur z sur chacun des paliers permet d'obtenir la calibration selon l'axe z et la distance entre chaque différence de hauteur permet la calibration selon l'axe x. Ensuite, les angles des créneaux de la cale de calibration sont pointés manuellement pour effectuer la calibration selon l'axe y.

Il résulte de cette étape l'obtention d'une bathymétrie totalement calibrée selon les trois axes (Fig. 2.18a). La résolution moyenne pour l'ensemble des bathymétries est de : 0,01 cm selon z, 0,009 cm selon x et 0,05 cm selon y. La résolution selon l'axe x étant très importante, pour permettre d'obtenir un fichier moins lourd et moins bruité, un lissage par interpolation linéaire est effectué dans la direction x de manière à obtenir la même résolution que celle dans la direction y soit 0,05 cm.

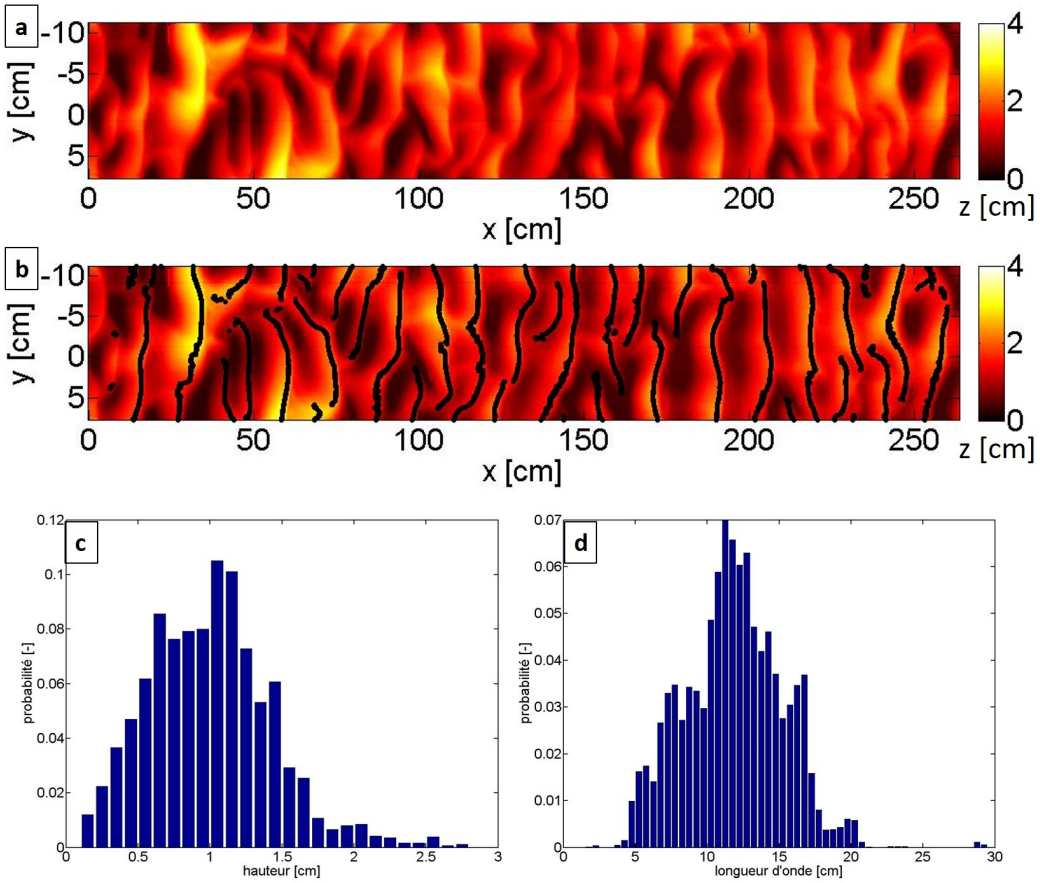

FIGURE 2.18 – a) Bathymétrie après calibration ; b) Position des crêtes des structures sédimentaires ; c) Histogramme des probabilités de présence des hauteurs ; d) Histogramme des probabilités de présence des longueurs d'onde.

Les crêtes et les creux des structures sédimentaires sont déterminés grâce à la recherche des maxima et minima locaux. De manière à supprimer les petites oscillations dans la bathymétrie qui génère des résultats erronés, un lissage de type LOESS sur 3% des points est effectué sur chaque ligne selon l'axe x. La position des crêtes est tracée pour permettre une vérification visuelle et vérifier l'absence de valeur aberrante (Fig. 2.18b). On procède de même avec les creux. L'erreur moyenne obtenue sur les deux déterminations (position des crêtes et des creux) est de 0,01 cm selon z (vérification sur chaque bathymétrie entre la valeur obtenue sur la bathymétrie avec lissage et celle sans lissage aux mêmes coordonnées x et y).

La hauteur d'une structure est calculée entre une crête et la moyenne du creux juste avant et de celui juste après (Fig. 2.19) (Vanoni and Hwang 1967 [108]). Un calcul de chaque hauteur sur chaque ligne selon x est effectué. Ceci permet d'obtenir un histogramme de la probabilité de présence des hauteurs en fonction de leurs tailles (Fig. 2.18c). Chaque barre de l'histogramme a une largeur de 0,1cm. Il est donc possible d'obtenir la valeur moyenne des hauteurs à 0,1cm près mais aussi l'écart type de la distribution.

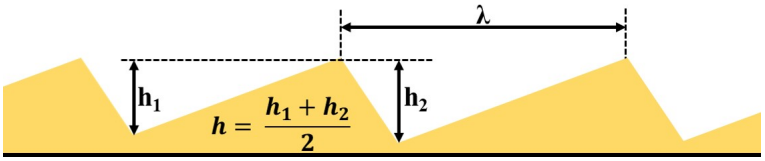

FIGURE 2.19 – Schéma des méthodes de mesures utilisées pour les calculs des hauteurs et des longueurs d'onde.

Le calcul des longueurs d'onde s'effectue en prenant en compte la distance entre deux crêtes successives (Fig. 2.19) (Baas 1994 [7]). La méthode est ensuite la même que pour les hauteurs. On obtient alors un histogramme des probabilités de présence des longueurs d'onde en fonction de leurs tailles (Fig. 2.18d). La largeur de chaque barre de l'histogramme est fixée à 0,5cm dans le cas des longueurs d'onde. On obtient alors la longueur d'onde moyenne à 0,5cm près ainsi que l'écart type de la distribution.

2.4.3 Vitesses de migration

La quantification de la vitesse de migration des structures sédimentaires s'effectue à partir des vidéos (voir 2.1.6) de fréquence d'acquisition 1Hz. Les structures migrent suffisamment lentement pour qu'il ne soit pas nécessaire de garder les 24 images par seconde. En effet cette vitesse varie entre 0,08 mm/s et 3 mm/s, le suivi à une fréquence de 1 Hz est donc suffisant car les structures restent au minimum 44 secondes dans le champ de la caméra. De plus, sur chaque image conservée, une ligne est extraite, il s'agit de la ligne sur laquelle la calibration a été effectuée. De manière à voir si le choix d'une ligne en particulier peut impacter le résultat, une vérification

sur plusieurs lignes pour une même vidéo a été effectuée sans variation sur le résultat final. L'assemblage des lignes extraites permet de construire un diagramme spatio-temporelle pour chaque mesure (Fig. 2.20).

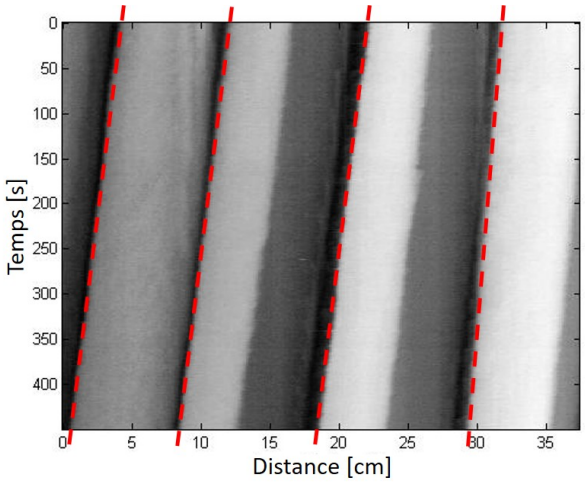

FIGURE 2.20 – Exemple de diagramme spatio-temporel obtenu avec post-traitement des vidéos. En rouge les droites passant par les lignes de crête et permettant d'obtenir la vitesse de migration des structures sédimentaires. L'écoulement est de droite vers la gauche.

Le tracé de ligne passant par les crêtes des structures (en rouge sur la figure 2.20) permet d'obtenir la vitesse de migration moyenne des structures étant passées dans le champ de la caméra sur la durée d'acquisition fixée à 450 sec. De plus, il est aussi possible d'obtenir l'écart type sur la vitesse de migration moyenne pour traduire l'influence de la variabilité des structures. Cet écart-type sera utilisé par la suite comme incertitude.

2.4.4 Transport sédimentaire

Le transport sédimentaire est quantifié à partir du sable collecté dans les différentes trappes (voir 2.1.7).

Durant chaque test, l'écoulement est régulièrement arrêté. A chacun des arrêts, le sable contenu dans chacune des trappes est prélevé par siphonnage grâce à un tuyau en PVC de 1 cm de diamètre. Cette méthode de prélèvement permet de ne pas perturber le lit sableux en amont et de récupérer l'ensemble du sable de chaque trappe.

Le sable prélevé dans chaque trappe est placé dans un récipient étalonné. En effet, le temps de séchage du sable étant long, un étalonnage a été effectué de manière à pouvoir extrapoler cette valeur à partir de celle du sable mouillé récupéré dans les trappes. Avant de peser, chaque récipient est rempli d'eau à ras bord (Fig. 2.21). La balance utilisée à une précision au gramme près.

Cette action permet d'avoir un volume sable + eau constant et donc, grâce à une courbe d'étalonnage, d'obtenir la masse de sable sec présent dans le récipient

FIGURE 2.21 – Récipient+sable+ eau sur la balance

(Fig. 2.22). La courbe d'étalonnage a été obtenue expérimentalement et a permis de définir dans notre cas l' Eq. 2.2 ($R^2 = 0.999$) avec une précision de ± 5g. Pour obtenir cette courbe, une quantité de sable sec est tout d'abord pesé, puis il est mouillé et placé dans le récipient rempli d'eau (Fig. 2.21). L'opération est ensuite répétée pour une masse de sable sec différente.

$$\text{Masse sable sec [kg]} = 1,6356 * (\text{Masse récipient+sable+eau [kg]}) - 1983,2 \quad (2.2)$$

Cette méthode à été validée en procédant de même avec plusieurs sables différents sans impact sur la courbe d'étalonnage. Cette technique est utilisable pour tout sable composé uniquement de silice même hétérogène. Les sables coquillés sont exclus par cette méthode de fait de la non-homogénéité de la masse volumique de l'ensemble des grains.

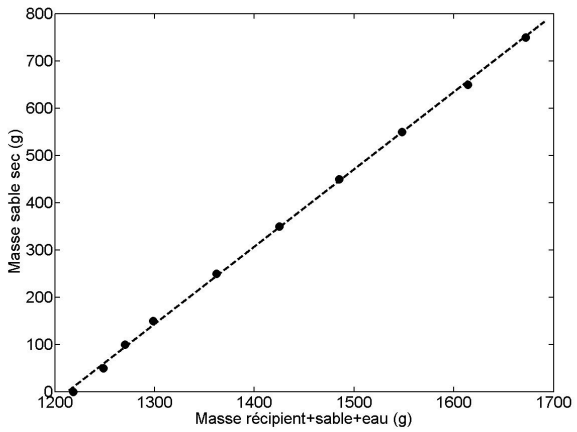

FIGURE 2.22 – Courbe d'étalonnage de la masse de sable sec en fonction de la masse du récipient + sable + eau. La ligne en pointillée représente l'Eq. 2.2

Cette procédure de mesure a permis de gagner beaucoup de temps, vu que le séchage du sable prélevé dans les trappes n'est pas nécessaire sans pour autant perdre en précision.

Chapitre 3

Morphologie des structures sédimentaires en fonction du disponible sédimentaire

Plan du chapitre

3.1 Conditions expérimentales 54
3.1.1 Conditions expérimentales des séries 54
3.1.2 Validation des durées entre les arrêts de la pompe 58
3.1.3 Caractérisation des effets de bord 60
3.2 Évolution des longueurs d'onde - description qualitative 62
3.3 Nature des structures sédimentaires 63
3.4 Évolution temporelle des longueurs d'onde en fonction du disponible sédimentaire 65
3.5 État d'équilibre en fonction du disponible sédimentaire 69
3.5.1 Évolution de la morphologie des structures à l'équilibre en fonction du disponible 69
3.5.1.1 Longueur d'onde des structures 70
3.5.1.2 Hauteur des structures 72
3.5.2 Dimensions des structures en disponible limité - étude quantitative 74
3.5.2.1 Évolution de la hauteur des dunes 74
3.5.2.2 Évolution de la hauteur des rides 75
3.5.2.3 Évolution de la longueur d'onde des rides 77
3.6 Conclusions 78

L'objectif de cette partie est de décrire qualitativement et quantitativement l'évolution morphologique des structures sédimentaires et plus particulièrement des longueurs d'onde et des hauteurs en fonction du disponible sédimentaire. Cette étude est à la fois menée à l'équilibre et en fonction du temps.

Tout d'abord une description des conditions expérimentales, ainsi que la validation de certains paramètres expérimentaux tel que la quantification des effets de bord du canal ou encore la validation des temps entre chaque arrêt pendant les tests, est proposée. Cette phase préliminaire à la mise en œuvre des essais est aussi valable pour le chapitre suivant dans lequel les mêmes séries expérimentales sont utilisées.

Les parties 3.2, 3.4 et 3.5 ont donné lieu à une présentation orale lors de la conférence internationale ICEC2018 qui a eu lieu à Caen du 20 au 23 août 2018 [103] (annexe A).

3.1 Conditions expérimentales

Les conditions expérimentales pour les séries de tests réalisées dans le cadre de l'étude des structures sédimentaires, de leurs vitesses de migration ainsi que du transport sédimentaire sont détaillées dans cette partie. Elles sont définies pour l'ensemble de ce chapitre ainsi que pour le chapitre suivant.

3.1.1 Conditions expérimentales des séries

Afin d'étudier l'impact du disponible sédimentaire sur les structures sableuses mais aussi sur le transport sédimentaire et la vitesse de migration, 6 séries expérimentales ont été réalisées. Les détails concernant le canal ainsi que les dispositifs expérimentaux sont donnés dans la partie 2.1. Seul le protocole et les spécificités des 6 séries sont présentés ici.

La hauteur d'eau d est mesurée au dessus de la couche sédimentaire initialement plate au début de chaque expérience (Fig. 3.1). Une longueur utile de 7,4 m entre le nid d'abeille et les trappes à sédiments est utilisée pour réaliser les tests.

La rugosité du fond immobile peut être estimée à quelques micromètres ce qui correspond à un fond hydrauliquement lisse.

Sédiments utilisés

Pour les tests présentés dans ce chapitre ainsi que le suivant, deux sables naturels différents ont été utilisés (Fig. 3.2). Ces sables sont issus de carrières (Hostun pour le sable S_{328} et Mios pour le sable S_{617}) et sont donc composés uniquement de silice.

Un tamisage a été effectué pour chacun des deux sables de manière à obtenir leurs distributions granulométriques (voir 2.3.1) (Fig. 3.3).

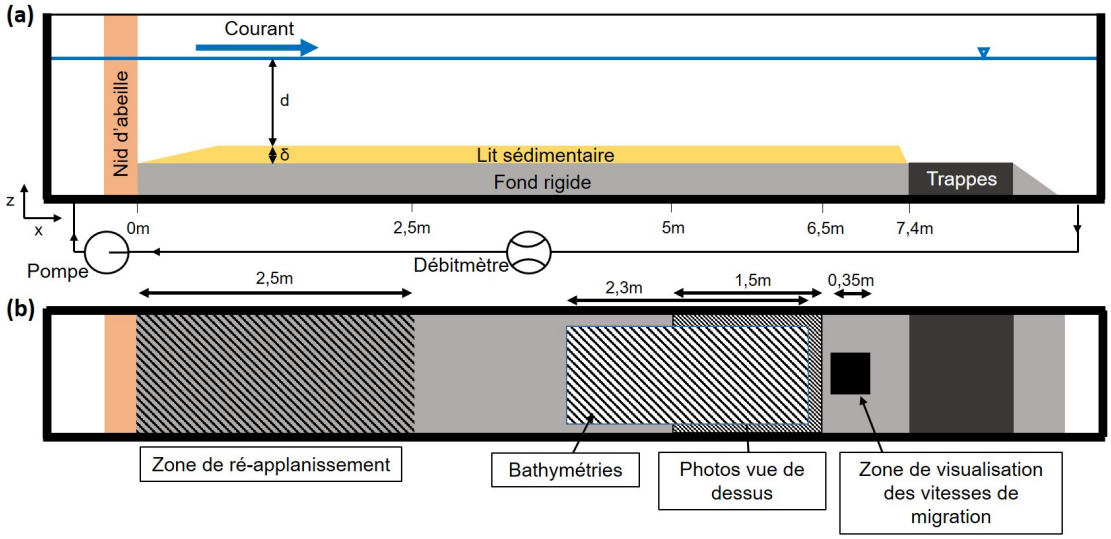

FIGURE 3.1 – Schéma du canal expérimental avec les zones de mesure. (a) vue de côté, (b) vue du dessus.

FIGURE 3.2 – Photos des sables S_{328} ($D_{50} = 328\mu m$) et S_{617} ($D_{50} = 617\mu m$)

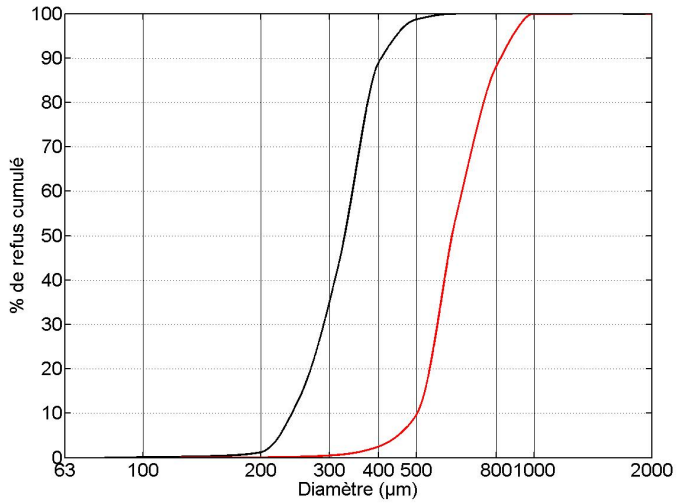

FIGURE 3.3 – Courbe granulométrique pour les sables S_{328} en noir et S_{617} en rouge.

Les principales caractéristiques des deux sables sont résumées dans le tableau

3.1.

TABLE 3.1 – Caractéristiques des sables utilisés pour les tests

	S_{328}	S_{617}
Provenance	Hostun	Mios
D_{50} [μm]	328	617
σ_g^2 [-]	1.4	1.5
porosité [-]	0.38	0.32

Le sable S_{328} est moyen suivant la classification de Wentworth 1922 [112] et le sable S_{617} est grossier. Les deux sables sont bien triés suivant le critère de Soulsby 1997 [94].

Protocole expérimental

Tous les tests ont été réalisés selon le même protocole expérimental. Au début de chaque test, le lit sableux est étalé et aplani de manière à obtenir une hauteur sableuse noté δ (Fig. 3.1). Durant les tests, le courant est stoppé régulièrement, toutes les quinze minutes pour les tests à forte vitesse et jusqu'à toutes les heures pour les tests à vitesse plus faible et ce jusqu'à ce que l'équilibre soit atteint, c'est à dire qu'il ne soit plus noté d'évolution de la vitesse de migration, des dimensions moyennes des structures ainsi que du transport sédimentaire. La phase d'accélération du courant dure 1,5 minutes. Sa durée est identique pour la phase de décélération. La partie sableuse localisée dans la région $4,5m < x < 7,4m$ est utilisée pour la caractérisation des structures sédimentaires.

A chaque arrêt de l'écoulement durant le test, les trappes sont vidées et leur contenu est pesé selon le protocole décrit dans la partie 2.4.4. Le sable prélevé dans les trappes est ensuite remis dans la partie amont du canal et le fond est ré-aplani sur une longueur de 2,5m juste après le nid d'abeille (Fig. 3.1). Ce transfert de sédiment permet d'appliquer la condition d'un disponible sédimentaire quasi-constant dans le canal (voir 3.1.2). De plus à chaque arrêt, des photos en vue de dessus sont prises entre $x = 5m$ et $x = 6,5m$ pour permettre l'étude du suivi de la surface recouverte par le sable ainsi que l'étude des longueurs d'onde (voir 2.1.4).

Plusieurs fois par test, environ 4 à 5 fois, une bathymétrie est réalisée entre $x = 4m$ et $x = 6,3m$ (Fig. 3.1). Ceci permet d'obtenir les hauteurs des structures mais aussi leurs longueurs d'onde. Le protocole d'acquisition des profils bathymétriques est expliqué dans la partie 2.1.5. Les bathymétries ne sont pas réalisées à chaque fois pour plusieurs raisons : le temps d'acquisition ($\simeq$ 30 min), l'espace de stockage ($\simeq$ 40 GB), le temps de traitement nécessaire ($\simeq$ 2h). La durée de réalisation de chaque test est de 2 à 3 jours.

Une fois les différentes mesures effectuées, la pompe est redémarrée. Quand la vitesse moyenne de l'écoulement est atteinte, une caméra placée sur le côté du canal est démarrée et permet de filmer les structures pendant 450 secondes de manière

à obtenir leurs vitesses de migration (voir 2.1.6). La zone de visualisation de cette caméra est centrée par rapport à la largeur du canal et fait environ 35 cm de large. Elle est située entre $x = 6.6m$ et $x = 6.95m$ en aval du nid d'abeille.

Chaque test est poursuivi jusqu'à ce que l'équilibre de tous les paramètres soit atteint. Une fois cet équilibre atteint, le test est arrêté. En pratique, chaque test est poursuivi au minimum 1h après l'équilibre pour les vitesses d'écoulement les plus rapides et jusqu'à plusieurs heures pour les vitesses les plus lentes.

Conditions des tests

Les conditions pour les différentes séries expérimentales sont résumées dans le tableau 3.2. Les tests sont répartis selon 6 séries. Chaque série diffère des autres de par le type de sédiment utilisé ou de par la vitesse de l'écoulement. Au sein d'une série, seul l'épaisseur de la couche sableuse initiale varie. Les séries M1, M2 et M3 ont été réalisées avec le sable moyen S_{328} et les séries C1, C2 et C3 avec le sable grossier S_{617}. Pour chaque série, 6 tests sont réalisés avec différents disponibles sédimentaires (pour les séries M3 et C3, seuls 5 tests sont réalisés).

TABLE 3.2 – Conditions des tests. Paramètres dimensionnels et adimensionnels

	Set M1	Set M2	Set M3	Set C1	Set C2	Set C3
D_{50} [μm]	328	328	328	617	617	617
d [m]	0,25	0,25	0,25	0,195	0,25	0,25
U [m/s]	0,35	0,45	0,55	0,45	0,45	0,55
u'_* [m/s]	0,016	0,021	0,026	0,024	0,023	0,029
δ [cm]						
0,1	x	x		x	x	
0,5	x	x	x	x	x	x
1	x	x	x	x	x	x
2	x	x	x	x	x	x
3,5	x	x	x	x	x	x
5,5	x	x	x	x	x	x
Type de structures	rides	rides	rides	dunes	dunes	dunes
Re	87 500	112 500	137 500	87 500	112 500	137 500
θ'	0,050	0,084	0,127	0,059	0,055	0,084
θ_c	0,036	0,036	0,036	0,030	0,030	0,030
D_*	8,3	8,3	8,3	15,6	15,6	15,6
R_{ep}	23,9	23,9	23,9	61,7	61,7	61,7
Re_*	13,1	17,2	21,3	37,0	35,5	44,7
b	10	7,5	5,6	8,6	9,3	6,5

M= sable moyen
C= sable grossier

La hauteur d'eau est maintenue constante pour toutes les séries sauf pour la série 5. Toutes les séries sont réalisées pour des conditions au-dessus du seuil de mise en mouvement (d'après la formule de Soulsby 1997 [94]). Le type de structure sédimentaire obtenu pour chaque test est donné dans le tableau 3.2 et est explicité dans la partie 3.3.

De plus, le nombre de Rouse, b, calculé en disponible infini pour chaque série permet de montrer que le transport s'effectue majoritairement par charriage pour l'ensemble des tests (voir chapitre 4).

3.1.2 Validation des durées entre les arrêts de la pompe

Le canal expérimental utilisé lors de cette thèse n'est pas doté d'un système de recirculation des sédiments. La constance du disponible sédimentaire au cours des tests est assurée par la remise en amont des sédiments arrivés dans les trappes.

De manière à valider la technique utilisée et assurer qu'elle n'a pas d'impact sur le déroulement du test, le temps entre chaque arrêt de l'écoulement et donc entre chaque réapprovisionnement doit être optimal. En effet, s'ils sont trop rapprochés cela aura un impact sur la vitesse moyenne du courant au cours du temps dû aux arrêts trop fréquents et s'ils sont trop éloignés cela aura un impact sur la constance du disponible en amont.

Les temps entre les arrêts vont être comparés aux résultats de l'article de Berni et al. 2018 [14]. Cet article définit, à partir de données expérimentales en canal, le temps au bout duquel le transport sédimentaire a diminué de 5% par rapport au transport maximal en l'absence de réapprovisionnement en amont de la zone d'essai. Cette comparaison est faite de manière à vérifier l'ordre de grandeur des temps d'arrêt car en effet les expériences considérées dans l'article de Berni et al. 2018 [14] ont été réalisées dans des canaux avec des pentes non nulles ce qui diffère des expériences réalisées dans cette thèse. Le résumé des conditions des tests utilisés dans l'article de Berni et al. 2018 [14] est donné dans le tableau 3.3.

TABLE 3.3 – Conditions des tests expérimentaux dans Berni et al. 2018 [14] ainsi que les conditions des présents tests.

	Berni et al. 2018 [14]	Séries expérimentales
D_{50} [μm]	1000-6400	328-617
d [m]	0,05-0,23	0,195-0,25
w [m]	0,3-2	0,49
σ_g^2	1-12,25	1,4-1,5
$\theta' - \theta_c$	0,004-0,09	0,024-0,091

avec :
w la largeur du canal expérimental [m]

Malgré la présence d'une pente dans les expériences considérées par Berni et al. 2018 [14] et la différence par rapport aux diamètres des sédiments utilisés, on

considérera néanmoins que les résultats sont fiables et permettent de valider notre protocole expérimental.En effet, d'après les résultats du chapitre 4, le transport sédimentaire dépend principalement de la valeur de $\theta' - \theta_c$, qui est comparable pour nos tests avec ceux considérés par Berni et al. 2018 [14].

La formule expérimentale définie par Berni et al. 2018, pour calculer le temps adimensionnel pour lequel le transport a diminué de 5%, dépend de plusieurs paramètres tels que : le ratio entre la contrainte de frottement au fond effective et la contrainte au fond critique de mise en mouvement (θ'/θ_c), le nombre de Reynolds particulaire (R^*), le diamètre médian adimensionnel (D_*) ainsi que le rapport entre la largeur du canal sur la profondeur d'eau (w/d)(Eq.3.1).

$$T^*_{eq} = 5,9.10^9 \left(\frac{\theta'}{\theta_c}\right)^{-1,9} R^{*3,1} \left(\frac{w}{d}\right)^{1,4} D_*^{-6,2} \tag{3.1}$$

Cette formule a été obtenue suite à une analyse de multi-régression linéaire avec un coefficient de régression $R^2 = 0,85$ sur les données initiales.

Pour passer du temps adimensionnel pour lequel le transport à diminué de 5% (Eq.3.1) au temps réel l'équation 3.2 est utilisée.

$$T^*_{eq} = T_{eq}\sqrt{\frac{g}{D_{50}}} \tag{3.2}$$

Les temps entre les arrêts donnés pour chaque série correspondent aux temps les plus longs. Au début de chaque test, les temps sont plus rapprochés. Il en est de même pour les faibles disponibles.

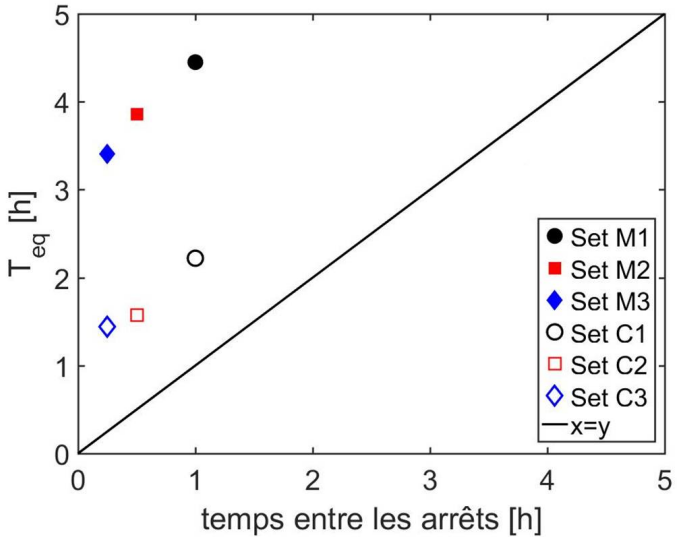

FIGURE 3.4 – Temps d'arrêt entre chaque réaprovisionnement en sédiment comparé au temps d'arrêt optimum d'après l'équation 3.1 proposée par Berni et al. 2018 [14].

La figure 3.4 permet de valider le protocole expérimental. En effet, tous les points sont situés au dessus de la ligne $y = x$ et donc le temps entre les arrêts de la pompe

et donc entre chaque réapprovisionnement est suffisamment court pour assurer un disponible constant au cours du temps.

3.1.3 Caractérisation des effets de bord

L'objectif de cette partie est de quantifier les effets de bord dans le canal. Pour cela, une comparaison du transport sédimentaire mesuré dans les différentes trappes à l'aval du canal va être effectuée (voir 2.1.7 pour le détail des trappes et 2.4.4 pour la méthode permettant d'obtenir la masse de sable dans chaque trappe).

Pour cela, on va comparer le rapport entre le sable collecté durant chaque test dans les trappes LT par unité de largeur (τ_{LT}) au sable collecté dans les trappes L1, L2 et L3 par unité de largeur (τ_{L123}) (Eq. 3.3).

$$\chi = \frac{\tau_{LT}}{\tau_{L123}} \tag{3.3}$$

- Si $\chi < 1$: il y a un déficit de transport sur les bords du canal par rapport au centre de celui-ci.
- Si $\chi = 1$: il n'y a pas d'effet de bord.
- Si $\chi > 1$: le transport sédimentaire est plus important sur les bords qu'au centre du canal.

Tout d'abord, l'évolution des effets de bord à l'état d'équilibre va être analysée pour chaque set d'expérience en fonction de l'épaisseur sédimentaire (Fig. 3.5).

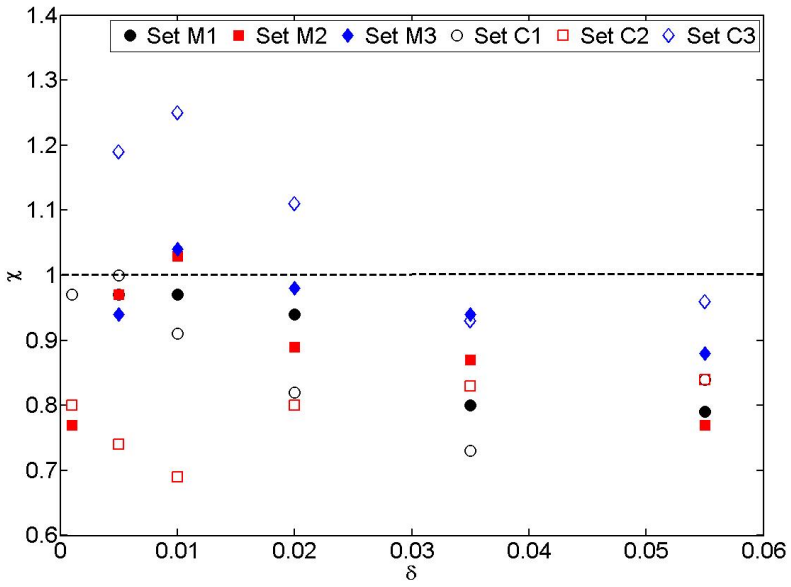

FIGURE 3.5 – Évolution des effets de bord en fonction de l'épaisseur sédimentaire initiale pour chaque set expérimental.

Dans la Fig. 3.5, on observe un faible déficit dans les zones latérales du canal (trappes LT) pour les faibles disponibles sédimentaires avec une augmentation de

celui-ci avec l'augmentation du disponible. Concernant le set C2, le déficit de transport est le même quelque soit l'épaisseur sédimentaire. Dans presque l'intégralité des tests, le transport sédimentaire est plus important au centre que sur les bords, sauf pour les tests du set C3 réalisés avec un disponible sédimentaire faible.

Pour quantifier les effets de bord moyens pour chaque set expérimental, la moyenne de χ pour l'ensemble des tests de chaque set est effectuée et tracée en fonction de la valeur de $\theta' - \theta_c$ (Fig. 3.6).

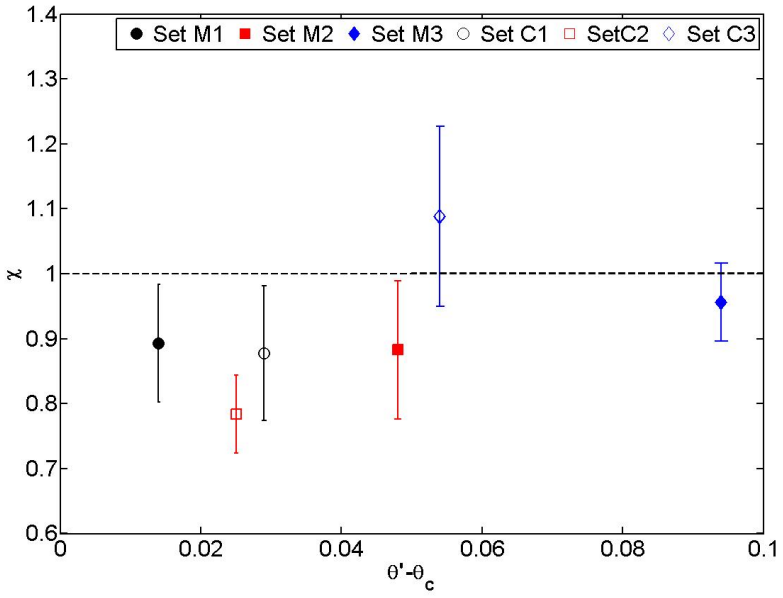

FIGURE 3.6 – Évolution des effets de bord moyens en fonction de $\theta' - \theta_c$ pour chaque set expérimental.

Le déficit moyen du transport sédimentaire sur les bords du canal est donc d'après la figure 3.6 de l'ordre de 20% pour le set C2, de 10% pour les sets M1, M2 et C1 et 0% pour les sets M3 et C3. Les effets de bords sont donc négligeables à haute vitesse mais deviennent importants quand la vitesse de l'écoulement diminue et que la granulométrie des sédiments augmente.

Dans la suite de l'étude, de manière à limiter l'impact des effets de bord, seule la partie centrale du canal sera considérée lors de l'étude des différents paramètres tels que la longueur d'onde des structures sédimentaires, la hauteur ou encore la couverture surfacique sableuse.

3.2 Évolution des longueurs d'onde - description qualitative

La figure 3.7 montre les structures sédimentaires à l'équilibre pour des conditions de disponible sédimentaire variant de très limité à illimité pour le set M1. Des rides peuvent être observées à l'équilibre pour tous les tests. Il est visuellement facile de voir que le disponible sédimentaire impacte la morphologie finale du fond avec une augmentation de la longueur d'onde moyenne des rides quand le disponible sédimentaire augmente.

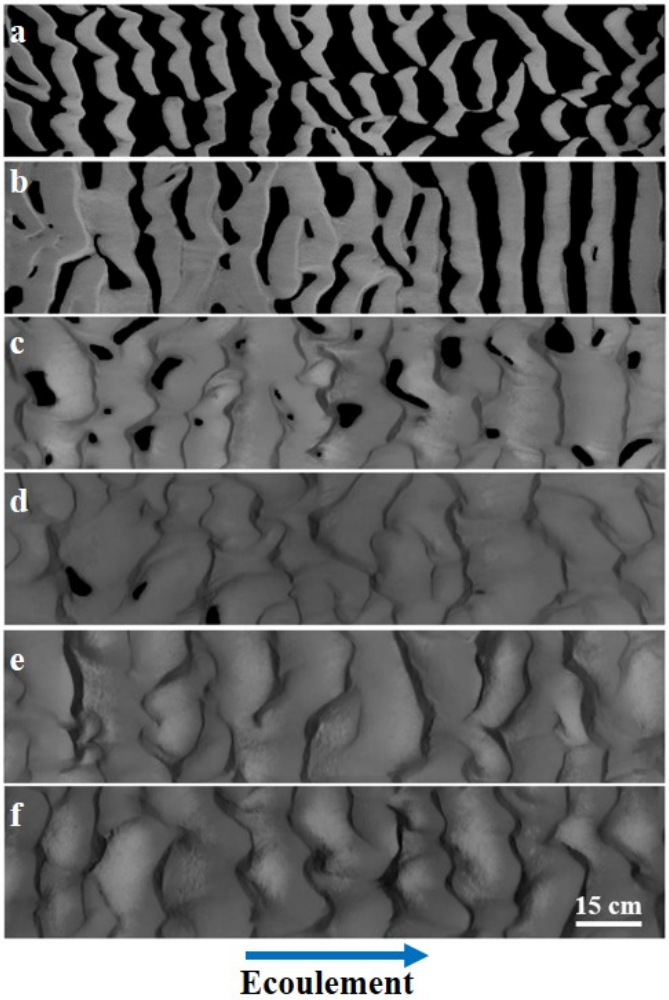

FIGURE 3.7 – Photos prises en vue de dessus à l'équilibre pour le set M1 pour un disponible de 0,1cm (a), 0,5cm (b), 1cm (c), 2cm (d), 3,5cm (e) et 5,5cm (f). Le fond du canal apparait en noir.

Trois états de fond en fonction du disponible sédimentaire sont observables :

– Pour un disponible sédimentaire très limité ($\delta = 0,1cm$ et $\delta = 0,5cm$ (Fig. 3.7 a et b)), nous observons une alternance entre rides et zones non recouvertes

par du sable. Les rides sont séparées les unes des autres par des zones non recouvertes de sédiments et ce dès les premiers instants de la formation jusqu'à l'équilibre.
- Pour un disponible sédimentaire plus important mais tout de même encore limité ($\delta = 1cm$ et $\delta = 2cm$ (Fig. 3.7 c et d)), seul quelques zones sans sédiments mobiles sont visibles à la fin des tests quand l'équilibre est atteint.
- Pour les disponibles sédimentaires plus importants ($\delta = 3,5cm$ et $\delta = 5,5cm$ (Fig. 3.7 e et f)), l'influence de la limitation du disponible sédimentaire ne peut plus être détecté par une simple observation visuelle du fond.

3.3 Nature des structures sédimentaires

La caractérisation des structures sédimentaires comme rides ou dunes a été beaucoup étudiée dans le cas d'un disponible sédimentaire infini. Une comparaison va être effectuée avec les tests expérimentaux réalisés à la fois en disponible infini et en disponible limité.

Les rides et les dunes sont principalement discriminées par rapport à leurs dimensions, les dunes étant généralement d'environ un ordre de grandeur plus hautes que les rides et caractérisées par un ratio longueur d'onde sur hauteur d'eau plus grand que pour les rides (Kennedy 1963 [58] ; Flemming 2000 [49]). Selon Flemming 1988 [48], Berné et al. 1989 [13] et Ashley 1990 [5], les valeurs de hauteur et de longueur d'onde qui délimitent les rides des dunes sont respectivement de 0,06 m et 0,6 m. Il est aussi signalé dans la littérature que les rides ne peuvent se former que pour des sédiments dont le diamètre médian ne dépasse pas 0,6 mm selon Coleman et Nikora 2011 [27] et 0,8 mm selon Soulsby et al. 2012 [95].

Un autre moyen de discriminer les rides des dunes est d'étudier le ratio entre le paramètre de Shields effectif θ' ou la longueur d'onde à l'équilibre λ_{eq} et le rayon hydraulique rb (Eq. 3.4) par rapport au nombre de Reynolds particulaire R_{ep} (voir Tab. 3.2 pour les données) (Colombini et Stocchino 2011 [33]).

$$rb = \frac{wd}{w + 2d} \tag{3.4}$$

Les données expérimentales à l'équilibre en condition de disponible limité et de disponible illimité pour les longueurs d'onde seront discutées dans la suite du chapitre. La série M3 n'a pas été évaluée car les structures sont trop irrégulières avec des structures surimposées, ce qui ne nous a pas permis d'avoir une détermination des longueurs d'onde fiables.

Les Fig. 3.8 et Fig. 3.9 comparent les résultats obtenus expérimentalement dans cette étude aux résultats de Guy et al. 1966 [55] obtenus en disponible infini.

Les Fig. 3.8 et Fig. 3.9 montrent une distinction claire entre les séries réalisées avec le sable moyen et celles réalisées avec le sable grossier. Les structures sédimentaires dans les séries M1, M2 et M3 peuvent être considérées comme étant des rides

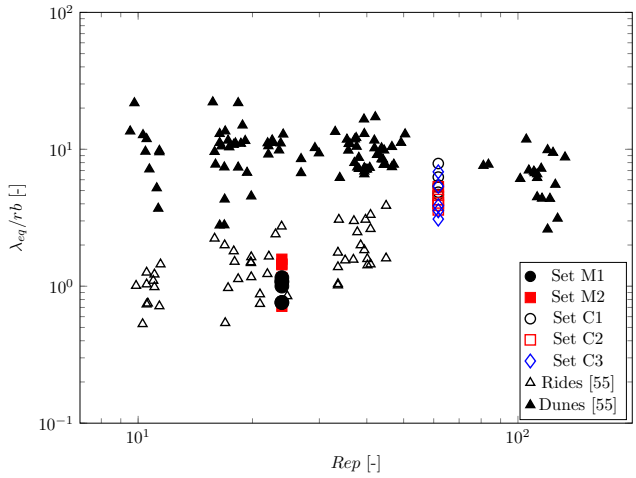

FIGURE 3.8 – Longueur d'onde à l'équilibre divisée par le rayon hydraulique en fonction du nombre de Reynolds particulaire. Représentation originale de Colombini et Stocchino 2011 [33].

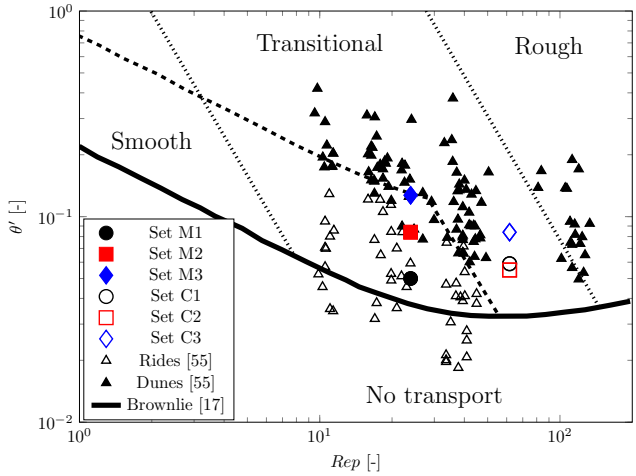

FIGURE 3.9 – Nombre de Shields effectif en fonction du nombre de Reynolds particulaire. Lignes issues de Brownlie 1981 [17]. Représentation original de Colombini et Stocchino 2011 [33].

et celles des séries C1, C2 et C3 comme étant des dunes. Ces résultats sont cohérents avec les observations faites dans la littérature qui mettent en évidence que les rides ne peuvent se former pour des sédiments dont le diamètre médian dépasse 0,6mm (Coleman et Nikora 2011 [27] ; Soulsby et al. 2012 [95]).

Les tests expérimentaux présentés dans la Fig. 3.8 ont été obtenus aussi bien en condition de disponible illimité qu'en disponible limité. Or, il n'est pas observé de changement de type de structures sédimentaires au sein d'une même série. Ceci montre que dans les conditions étudiées ici la limitation du disponible sédimentaire n'influe pas sur le type de structures sédimentaires obtenues qui restent contrôlées par la taille du grain,la vitesse et la profondeur d'eau sans influence notable de

l'épaisseur sédimentaire.

3.4 Évolution temporelle des longueurs d'onde en fonction du disponible sédimentaire

Pour comprendre l'évolution de la longueur d'onde au cours du temps en fonction du disponible sédimentaire, on va considérer la série M1 qui est celle réalisée avec les contraintes les plus faibles sur les grains. C'est en effet le meilleur candidat pour cette étude car le temps nécessaire pour atteindre l'équilibre est le plus important parmi toutes les séries. Pour cette étude la mesure des longueurs d'onde est obtenue à partir des images en vue de dessus dont la fréquence d'acquisition est plus élevée que celle des profils bathymétriques.

L'évolution des longueurs d'onde est étudiée à partir du lit plat initial. Néanmoins, les premières mesures sont effectuées au bout de 15 minutes de test et de ce fait, on ne peut pas considérer les valeurs comme la longueur d'onde initiale. En effet, la longueur d'onde initiale est celle qui se crée dans les premiers instant du test. Cette longueur d'onde n'est pas accessible dans notre cas car pour effectuer la mesure des longueurs d'onde, il faut que le courant soit arrêté. Or les premières longueurs d'onde apparaissent au bout de quelques secondes soit avant que la rampe d'accélération soit totalement terminée. La première longueur d'onde qui apparait n'est donc pas créée avec les mêmes conditions hydrodynamiques que le test en cours de réalisation. Néanmoins, l'évolution des longueurs d'onde en fonction du temps peut être étudiée avec précision.

La figure 3.10 montre que l'impact du disponible sédimentaire est important sur l'évolution temporelle des longueurs d'onde. Pour un disponible sédimentaire très limité ($\delta = 0,1cm$), la première longueur d'onde détectée correspond à approximativement 70% de la longueur d'onde à l'équilibre, alors que cela correspond à environ 45% pour un disponible important ou illimité ($\delta = 5,5cm$). De plus, malgré le fait que la longueur d'onde soit plus proche de la valeur à l'équilibre en début de test pour un disponible sédimentaire très faible, les 30% restants pour arriver à l'équilibre demandent plus de temps que celui pour atteindre les 55% restants dans le cadre d'un disponible important. Cela permet de conclure que le taux de croissance des longueurs d'onde est plus grand quand le disponible est important et que le processus de formation des structures sédimentaires jusqu'à l'équilibre ne peut être le même.

Deux formulations différentes ont été proposées dans la littérature pour caractériser l'évolution des structures en disponible infini. D'après Nikora et Hicks 1997 [72], le taux de croissance des paramètres géométriques des structures que ce soit les rides ou les dunes peut être écrit sous la forme d'une loi puissance (Eq. 3.5).

$$\frac{\lambda(t)}{\lambda_{eq}} = \left(\frac{t}{t_{eq}}\right)^{\gamma_p} \quad \text{for} \quad 0,01 < \frac{t}{t_{eq}} < 1 \tag{3.5}$$

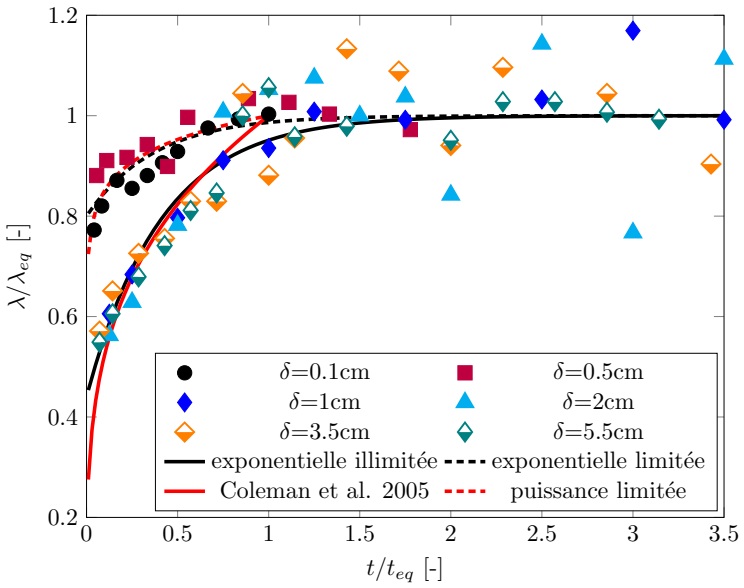

FIGURE 3.10 – Évolution temporelle de la longueur d'onde moyenne pour le set M1.

avec :

λ : la longueur d'onde moyenne des structures [m]

λ_{eq} : la longueur d'onde moyenne à l'équilibre des structures [m]

t : temps [s]

t_{eq} : temps pour atteindre l'équilibre [s]

γ_p : exposant du taux de croissance

Coleman et al. 2005 [31] ont proposé par la suite un exposant, provenant de l'ajustement de beaucoup de données expérimentales provenant aussi bien de rides que de dunes. Cet exposant dépend uniquement du diamètre sédimentaire adimensionnel des sédiments et est définit de la manière suivante :

$$\gamma_p = 0,14 D_*^{0,33} \tag{3.6}$$

La seconde loi d'évolution proposée est une loi exponentielle (Eq. 3.7).

$$\frac{\lambda}{\lambda_{eq}} = 1 - \beta exp\left(\frac{-t}{\alpha t_{eq}}\right) \tag{3.7}$$

avec :

α et β : deux paramètres adimensionnels.

Cette formule est du même type que celle proposée par Baas 1993 [6] (Eq. 3.8).

$$\lambda(t) = \lambda_{eq} - (\lambda_{eq} - \lambda_{init})\, exp(-Cpt) \tag{3.8}$$

avec :

λ_{init} : longueur d'onde initiale [m]

Cp : un paramètre de croissance inversement proportionnel à t_{eq} $[t^{-1}]$

La différence réside dans le fait que la formule de Baas nécessite de connaitre la longueur d'onde initiale ainsi que la présence du paramètre Cp qui doit être ajusté en fonction de la dimension des structures.

Les deux équations (Eq. 3.5 et Eq. 3.7) vont être utilisées avec nos données expérimentales. Pour chacun des tests, t_{eq} est défini de manière à obtenir le meilleur accord avec les deux lois. La longueur d'onde à l'équilibre est estimée à partir de la moyenne des valeurs pour $t > t_{eq}$.

Les tests en disponible faiblement limité et illimité ($\delta \geq 1cm$) montrent la même évolution temporelle (Fig. 3.10). Cette évolution est la même que celle proposée par Coleman et al. 2005 [31] avec le même exposant ($R^2 = 0,86$). Malgré tout, la partie de la loi puissance proche de $t/t_{eq} = 1$ diverge avec les données expérimentales. Le coefficient de régression obtenu pour la loi exponentielle est moins bon ($R^2 = 0,74$) mais assure la convergence avec l'état d'équilibre.

Dans le cas d'un très faible disponible sédimentaire ($\delta = 0,1cm$ et $\delta = 0,5cm$), la loi puissance avec l'exposant de Coleman et al. 2005 [31] donne un très mauvais accord et il est donc nécessaire de l'ajuster ($\gamma_p = 0,07$, $R^2 = 0,72$). La loi exponentielle doit aussi être ajustée dans le cas d'un disponible très limité ($\alpha = 0,37$, $\beta = 0,2$, $R^2 = 0,75$).

Finalement, on remarque que deux évolutions sont à distinguer : celle en très faible disponible et celle en disponible faiblement limité ou illimité (résumé des valeurs des paramètres dans le tableau 3.4). Lors de la réalisation des tests, la principale différence entre ces deux groupes est l'apparition du fond immobile dès les premiers instant des tests en très faible disponible. Pour les autres tests, le fond immobile n'apparaît qu'au cours du test pour les cas de faible limitation du disponible et pas du tout pour les cas en illimité. Il semble donc que ce facteur joue un rôle important dans l'évolution temporelle des longueurs d'onde.

Pour les tests en très faible disponible cela se traduit par un taux de croissance très faible. Cela est dû au fait que les structures sédimentaires sont séparées les unes des autres par du fond immobile entre les structures voisines ce qui limite les échanges sédimentaires. Il en résulte un temps plus long pour se réorganiser en réseau stable.

En comparant les équations 3.7 et 3.8, il est possible de faire l'analogie suivante :

$$\beta = 1 - \frac{\lambda_{init}}{\lambda_{eq}} \tag{3.9}$$

Cela permet d'avoir une estimation de la longueur d'onde initiale. Dans le cas d'un disponible fortement limité, la longueur d'onde initiale vaut donc 80% de la longueur d'onde finale ($\beta = 0,2$, Tab. 3.4). Concernant les tests en disponible faiblement limité ou disponible infini, la longueur d'onde initiale vaut 44% de la longueur d'onde finale à l'équilibre ($\beta = 0,56$, Tab. 3.4). Ceci est cohérent avec les observations faites précédemment.

TABLE 3.4 – Coefficients obtenus pour les lois puissance et exponentielle en fonction du disponible.

	Disponible fortement limité	Disponible faiblement limité ou illimité
Loi puissance $(0,01 < t/t_{eq} < 1)$ Eq. 3.5	$\gamma_p = 0,07$ $R^2 = 0,72$	$\gamma_p = 0,28$ (Exposant de Coleman et al. 2005 [31]) $R^2 = 0,86$
Loi exponentielle Eq. 3.7	$\alpha = 0,37$; $\beta = 0,2$ $R^2 = 0,75$	$\alpha = 0,41$; $\beta = 0,56$ $R^2 = 0,74$

Nous allons maintenant nous intéresser à l'évolution des temps d'équilibre pour les différents tests de la série M1.

Tout d'abord, les temps d'équilibre pour les longueurs d'onde des rides trouvés par Coleman et al. 2005 [31] (entre 30 min et 5h pour des conditions hydro-sédimentaires comparables) en disponible illimité sont du même ordre de grandeur que ceux mesurés pour la série M1 à la fois en disponible limité et illimité. Néanmoins, les temps d'équilibre sont significativement différents selon le disponible sédimentaire (Fig. 3.11).

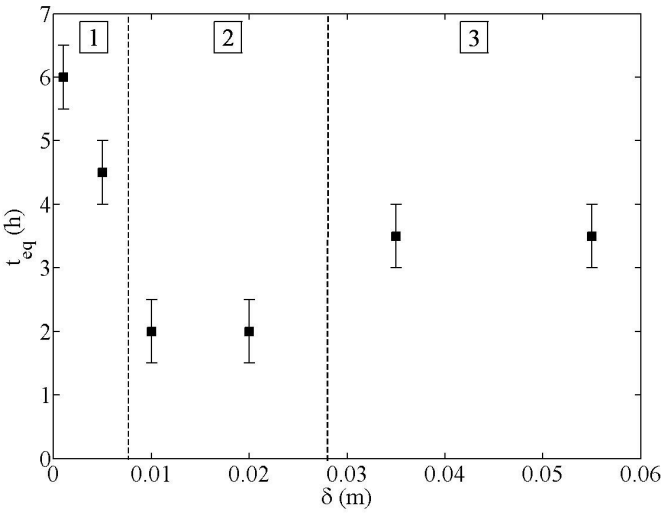

FIGURE 3.11 – Évolution du temps d'équilibre en fonction du disponible sédimentaire pour la série M1. 1 : Très faible disponible sédimentaire ; 2 : Disponible sédimentaire faiblement limité ; 3 : Disponible illimité.

Comme dit précédemment, les tests en très faible disponible sédimentaire (Fig. 3.11, zone 1) sont caractérisés par un temps long pour atteindre l'équilibre.

La zone 2 de la figure 3.11 correspond à des tests en disponible faiblement limité

pour lesquels le fond immobile n'est visible que sur certaines zones isolées. Pour ces tests, l'ensemble des grains participent au mouvement et font partie des structures. Le temps d'équilibre est alors le plus faible de toutes les configurations. Il est trois fois plus court que dans le cas d'un disponible très limité.

La zone 3 reproduit des conditions de disponible sédimentaire infini, avec des temps d'équilibre intermédiaires par rapport aux autres zones. Dans ce cas, les structures sont plus grosses et des tourbillons de recirculation intenses sont présents (Stoesser et al. 2008 [97]). La couche active est pleinement développée et on peut faire l'hypothèse que ce surplus de temps pour atteindre l'équilibre par rapport à la zone 2 provient du temps nécessaire à la réorganisation des grains en volume dans la couche active.

L'étude complète n'est pas possible pour les hauteurs des structures car le nombre de données n'est pas suffisant. Néanmoins, Baas 1993 [6] et Coleman et al. 2005 [31] ont montré que pour des disponibles infinis, le temps d'équilibre des hauteurs est le même que celui des longueurs d'onde.

3.5 État d'équilibre en fonction du disponible sédimentaire

Beaucoup d'études dans la littérature donnent des formules permettant d'obtenir la hauteur et la longueur d'onde en disponible infini à l'équilibre. Ces formules sont des formules semi-empiriques obtenues par ajustement de données expérimentales et/ou in-situ. L'objectif est de comparer les résultats expérimentaux en disponible infini avec la littérature et de confronter les résultats en disponible limité avec les formules expérimentales de Tuijnder et al. 2009 [102] ($D_{50} = 800\mu m$ pour le sable, $D_{50} = 13,6mm$ pour les graviers immobiles, $U \simeq 0,52m/s$ et $d \in [0,15m; 0,30m]$).

3.5.1 Évolution de la morphologie des structures à l'équilibre en fonction du disponible

L'équilibre est atteint quand la moyenne des paramètres géométriques devient invariable dans le temps ou plutôt oscille autour d'une valeur constante. En effet, à partir de l'état d'équilibre, on observe une plus grande variabilité des caractéristiques géométriques (Fig. 3.10) alors que dans le cas d'un disponible limité la dispersion des caractéristiques géométriques est très faible. Ce résultat est aussi visible sur les expériences menées par Dréano et al. 2010 [38]. Nous allons donc considérer l'évolution quantitative des longueurs d'onde et des hauteurs des structures sédimentaires à l'équilibre en fonction du disponible sédimentaire.

3.5.1.1 Longueur d'onde des structures

– **Rides :**

Concernant la longueur d'onde des rides (sets M1 et M2), le nombre de rides formé est suffisant pour obtenir une valeur moyenne de la longueur d'onde fiable. L'écart type est d'environ 20% pour la longueur d'onde des rides. Une augmentation claire de la longueur d'onde des rides quand le disponible sédimentaire augmente est visible (Fig. 3.12a).

En disponible limité et illimité ($\delta \geq 3,5cm$), on observe une dépendance des longueurs d'onde avec la vitesse de l'écoulement et donc avec la contrainte au fond (Fig. 3.12a).

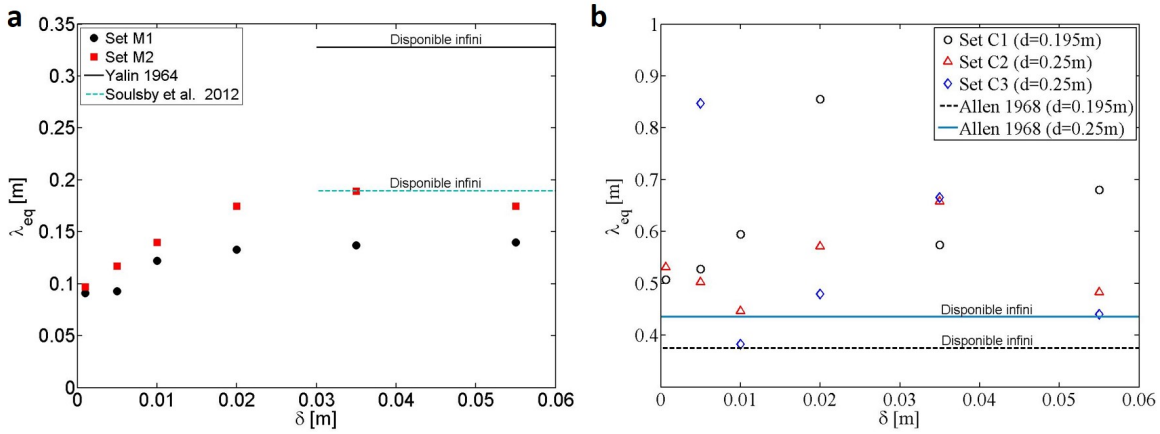

FIGURE 3.12 – a) Évolution de la longueur d'onde des rides à l'équilibre en fonction du disponible sédimentaire. b) Évolution de la longueur d'onde des dunes à l'équilibre en fonction du disponible sédimentaire.

Les tests tels que $\delta \geq 3,5cm$ simulent des conditions de disponible illimité et les résultats vont être comparés aux résultats de la littérature. Trois formulations pour la longueur d'onde des rides en disponible infini ont été testées : celle de Yalin 1964 [115] (Eq. 3.10), celle de Soulsby et al. 2012 [95] (Eq. 3.11) ainsi que celle de Yalin 1977 [116] (Eq. 3.12). Les deux premières formulations ne tiennent pas compte des conditions d'écoulement mais seulement du diamètre médian et de la densité des sédiments alors que la dernière formulation en tient compte.

$$\lambda_{eq_inf} = 1000 D_{50} \tag{3.10}$$

avec : λ_{eq_inf} la longueur d'onde moyenne à l'équilibre en disponible infini.

$$\lambda_{eq_inf} = D_{50}\left(500 + 1881 D_*^{-1.5}\right) \tag{3.11}$$

avec : $1,2 < D_* < 16$

$$\frac{\lambda_{eq_inf}}{D_{50}} = 2200 Re_p^{-1} \tag{3.12}$$

avec : $Re_p = u'_* D_{50}/\nu < 3$

Le tableau 3.5 résume les résultats obtenus avec chacune des formulations :

TABLE 3.5 – Résultats obtenus expérimentalement pour la longueur d'onde des rides à l'équilibre en disponible infini comparés avec trois formulations de la littérature.

	Set M1	Set M2
λ_{eq_inf} expérimentale [m]	0,14	0,18
λ_{eq_inf} (Eq. 3.10) [m]	0,328	0,328
% d'erreur	57	45
λ_{eq_inf} (Eq. 3.11) [m]	0,19	0,19
% d'erreur	26	5,3
λ_{eq_inf} (Eq. 3.12) [m]	0,135	0,104
% d'erreur	3,7	73

La formulation de Soulsby et al. 2012 [95] bien que ne prenant pas en compte l'influence de la vitesse, permet d'obtenir le meilleur accord avec les résultats expérimentaux issus des deux sets.

– **Dunes :**

La longueur d'onde moyenne des dunes (sets C1, C2 et C3) à l'équilibre ne montre pas une évolution claire en fonction du disponible sédimentaire (Fig. 3.12b). Ceci est peut être dû au faible nombre de dunes formées lors de chaque test à cause de la longueur d'onde élevée des dunes (environ 60cm, Fig. 3.12b). Cela peut aussi être attribué à l'irrégularité des dunes à l'équilibre avec un écart type de l'ordre de 40%. On a donc plus d'irrégularité pour la longueur d'onde des dunes que celle des rides. La même irrégularité a été rapportée par Tuijnder et al. 2009 [102] dans un canal plus long.

Une comparaison en disponible illimité avec la formulation de Allen 1968 [1] est effectuée (Eq. 3.13).

$$\lambda_{eq_inf} = d^{0,6} \tag{3.13}$$

Cette formulation donne le bon ordre de grandeur avec les longueurs d'onde des dunes (Fig. 3.12).

3.5.1.2 Hauteur des structures

Les figures 3.13a et b montrent que les hauteurs à l'équilibre augmentent quand le disponible sédimentaire augmente. L'écart type sur les hauteurs pour l'ensemble des tests est d'environ 10%.

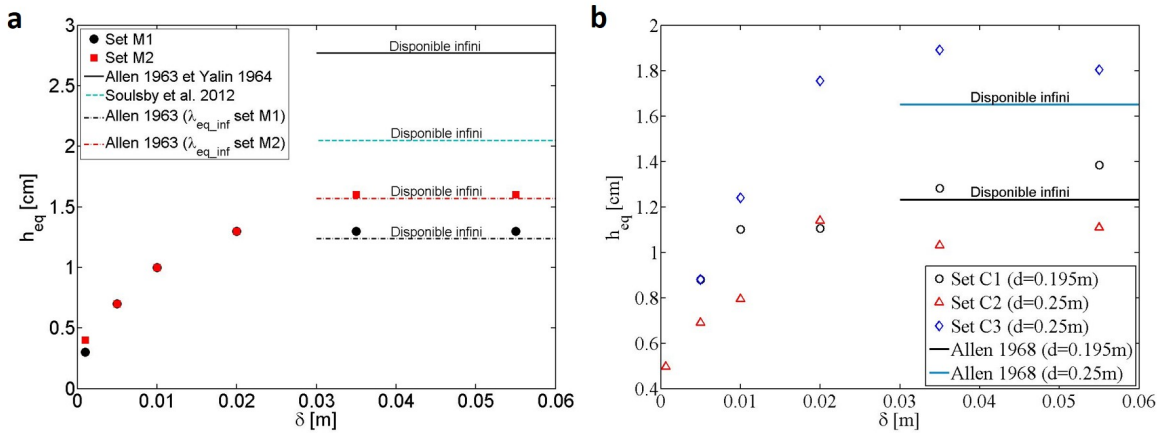

FIGURE 3.13 – a) Évolution de la hauteur des rides à l'équilibre en fonction du disponible sédimentaire. b) Évolution de la hauteur des dunes à l'équilibre en fonction du disponible sédimentaire.

– **Disponible infini :**

Les tests avec une couche sédimentaire initiale épaisse ($\delta \geq 3,5cm$, Figs. 3.13a et b) simulent des conditions de disponible illimité. Pour ces conditions, les résultats montrent que la hauteur des structures dépendent des conditions d'écoulement : une augmentation de la contrainte au fond entraîne une augmentation de la hauteur des structures. Par exemple, pour les rides (Fig. 3.13a), une augmentation du paramètre de Shields effectif de 0,034 entre le set M1 et le set M2 conduit à une augmentation de 0,3cm de la hauteur des rides à l'équilibre en disponible illimité.

Pour la hauteur des rides, deux formulations sont testées : celle de Soulsby et al. 2012 [95] (Eq. 3.14), celle de Allen 1963 [2] (Eq. 3.15) couplée avec celle de Yalin 1964 pour la valeur de la longueur d'onde et celle de Allen 1963 [2] (Eq. 3.15) couplée avec la longueur d'onde infinie mesurée expérimentalement.

$$h_{eq_inf} = 202 D_{50} D_*^{-0,554} \tag{3.14}$$

avec : h_{eq_inf} = la hauteur moyenne à l'équilibre en disponible infini.

$$h_{eq_inf} = 0,08 \lambda_{eq_inf}^{0,95} \tag{3.15}$$

D'après le figure 3.13a, on voit que la formule de Allen 1963 [2] utilisée avec les valeurs expérimentales obtenues pour les longueurs d'onde donne un très bon accord

avec les hauteurs expérimentales en infini (4% et 2% d'écart respectivement pour les sets M1 et M2). Par contre, si l'on ne connait pas la longueur d'onde expérimentale à l'infini, la hauteur peut être estimée à partir de la formule de Soulsby et al. 2012 [95] qui donne le bon ordre de grandeur (36% et 12% d'écart respectivement pour les sets M1 et M2).

Dans le cas des sets réalisés avec le sable grossier et ayant donc conduit à la formation de dunes, deux comparaisons en disponible illimité avec les formules de Allen 1968 [1] (Eq. 3.16) et de van Rijn 1984b [106] (Eq. 3.17) sont effectuées.

$$h_{eq_inf} = 0,086 d^{1,19} \tag{3.16}$$

$$h_{eq} = 0,11 d \left(\frac{D_{50}}{d}\right)^{0,3} \left[1 - exp\left(-0,5\frac{\tau'_0 - \tau_{0c}}{\tau_{0c}}\right)\right] \left(25 - \frac{\tau'_0 - \tau_{0c}}{\tau_{0c}}\right) \tag{3.17}$$

Le tableau 3.6 résume les résultats obtenus avec chacune des formulations :

TABLE 3.6 – Résultats obtenus expérimentalement pour la hauteur des dunes à l'équilibre en disponible infini comparés avec deux formulations de la littérature.

	Set C1	Set C2	Set C3
h_{eq_inf} expérimentale [cm]	1,4	1,1	1,8
h_{eq_inf} (Eq. 3.16) [cm]	1,23	1,65	1,65
% d'erreur	14	33	9
h_{eq_inf} (Eq. 3.17) [cm]	3,53	3,76	6,27
% d'erreur	60	71	71

La formulation de Allen 1968 [1] donne le bon ordre de grandeur bien qu'elle ne tienne pas compte de la dépendance de la hauteur des dunes avec la vitesse de l'écoulement pourtant visible dans notre cas. La formulation de van Rijn 1984b [106] quand à elle surestime les valeurs par rapport à celles obtenues expérimentalement.

– **Disponible limité :**

Quand le disponible sédimentaire est limité ($\delta < 3,5cm$), les rides et les dunes ne montrent pas la même dépendance avec les conditions d'écoulement (Fig. 3.13). Pour les sets M1 et M2, la hauteur des rides en disponible limité est similaire pour une valeur fixée de disponible (Fig. 3.13a). Comme ces deux sets n'ont pas été menés dans les mêmes conditions hydrodynamiques (U=0,35m/s et U=0,45m/s respectivement), la hauteur des rides ne dépend pas des conditions d'écoulement en disponible limité. Ce comportement n'est pas visible pour les dunes (Fig. 3.13b), pour lesquelles une dépendance avec l'écoulement est trouvée même en disponible limité.

3.5.2 Dimensions des structures en disponible limité - étude quantitative

Tuijnder et al. 2009 [102] ont proposé des formulations expérimentales pour décrire les dimensions des dunes à l'équilibre en fonction du disponible sédimentaire en conditions fluviales. Ces formulations ont été obtenues par ajustement de données expérimentales menées avec des sédiments grossiers ($D_{50} = 800\mu m$) sur un fond immobile composé de cailloux ($D_{50} = 13,6mm$). Le canal est couvert de dunes à l'équilibre. Dans le contexte fluvial des expériences de Tuijnder et al. 2009 [102], la pente du canal est ajustée pour obtenir la vitesse d'écoulement voulue (pente entre 0,07 et 0,22 %). L'objectif est de déterminer si ces formulations sont applicables dans le cadre de notre étude aux dunes ainsi qu'aux rides créées dans un contexte côtier (sans pente) avec un fond immobile presque lisse. Le domaine des vitesses d'écoulement testées est du même ordre de grandeur que celui de Tuijnder et al. 2009 [102] mais les sédiments sont moins grossiers même pour les tests avec les dunes.

L'étude ne sera pas menée dans le cas de l'évolution des longueurs d'onde des dunes du fait du grand écart type sur les valeurs mais aussi sur l'absence d'évolution significative par rapport au disponible sédimentaire dans notre cas.

3.5.2.1 Évolution de la hauteur des dunes

La hauteur des dunes peut être estimée à l'équilibre pour un disponible limité donné avec l'équation 3.18 selon Tuijnder et al. 2009 [102]. Cette formule ne dépend que de la hauteur à l'équilibre en disponible infini et d'un paramètre adimensionnel supposé constant. Cette dépendance des deux côtés de l'équation avec la hauteur en disponible infini oblige à connaitre celle-ci pour pouvoir estimer la hauteur des dunes en fonction du disponible ce qui n'est pas toujours possible in-situ.

$$\frac{h_{eq}}{h_{eq_inf}} = 1 - exp\left(\frac{-\delta}{\alpha_T h_{eq_inf}}\right) \tag{3.18}$$

avec :

α_T : un paramètre adimensionnel ($\alpha_T = 0,39$)

La figure 3.14 montre que les hauteurs des dunes à l'équilibre pour les tests expérimentaux (sets C1, C2 et C3) sont en accord avec l'équation 3.18 malgré une différence dans la taille des grains ($617\mu m$ pour les sets C1, C2 et C3 contre $800\mu m$ pour ceux de Tuijnder et al.) et une grosse différence de rugosité pour le fond immobile. Dans le domaine hydro-sédimentaire testé, la rugosité du fond immobile ainsi que la taille des grains ne semblent donc pas jouer un rôle majeur dans la hauteur relative des dunes à l'équilibre même dans le cas d'un disponible très limité. Cela permet de valider pour nos tests l'hypothèse de Tuijnder et al. 2009 [102] qui est que l'évolution à l'équilibre des hauteurs des dunes en fonction du disponible relatif (δ/h_{eq_inf}) ne dépend ni de la vitesse de l'écoulement, ni du diamètre des grains.

De plus, malgré l'existence d'une force supplémentaire induite par la pente dans les expériences de Tuijnder et al. qui a un effet stabilisateur sur les structures sédi-

mentaires (Fredsøe 1974 [52]), aucune différence significative n'est visible avec nos résultats expérimentaux réalisés sans pente.

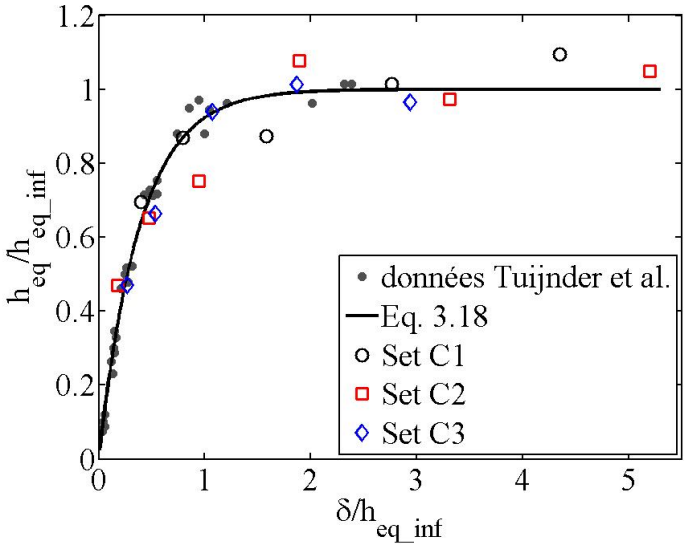

FIGURE 3.14 – Évolution de la hauteur relative des dunes en fonction de l'épaisseur initiale relative de la couche sédimentaire.

3.5.2.2 Évolution de la hauteur des rides

Pour la hauteur des rides, comme montré sur la figure 3.12a, l'influence des conditions d'écoulement n'est visible qu'en disponible infini. Il n'est donc pas possible de décrire l'évolution des hauteurs en fonction du disponible à l'aide d'un paramètre adimensionnel constant (Eq. 3.18). La figure 3.15 montre les données expérimentales avec le meilleur ajustement du paramètre α_T pour chacune des séries (set M1 : $\alpha_T = 0,48$ ($R^2 = 0,98$) ; set M2 : $\alpha_T = 0,6$ ($R^2 = 0,94$)). De manière à pouvoir décrire l'évolution des hauteurs en fonction du disponible sédimentaire, il est nécessaire de modifier l'équation 3.18 pour tenir compte de cette dépendance avec la vitesse de l'écoulement.

Il apparaît que la valeur du paramètre α_T optimal trouvée pour chaque test peut être exprimée de la manière suivante :

$$\alpha_T \simeq \alpha"_T \theta' \tag{3.19}$$

avec :

$\alpha"_T$: un paramètre adimensionnel avec $\alpha"_T = 8,24$

La substitution de α_T par une fonction linéaire dépendant du paramètre de Shields effectif, permet d'exprimer l'évolution des rides à l'aide d'une équation unique (Eq. 3.20) qui ne contient aucun paramètre d'ajustement dépendant des paramètres hydro-sédimentaires des expériences (Fig. 3.16, $R^2 = 0,94$).

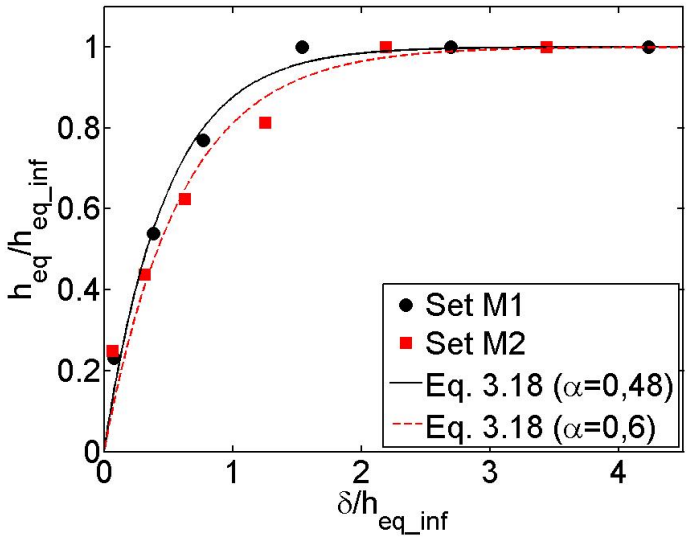

FIGURE 3.15 – Évolution de la hauteur relative des rides en fonction de l'épaisseur initiale relative de la couche sédimentaire.

$$\frac{h_{eq}}{h_{eq_inf}} = 1 - exp\left(\frac{-\delta}{\alpha"_T \theta' h_{eq_inf}}\right) \tag{3.20}$$

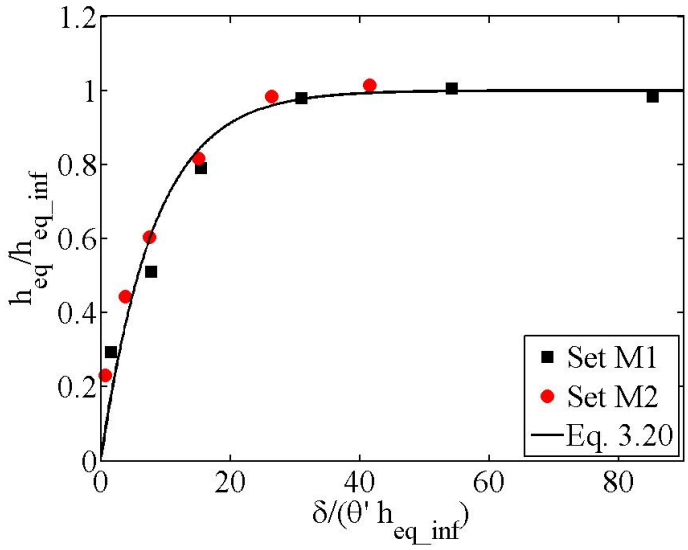

FIGURE 3.16 – Évolution de la hauteur relative des rides en fonction du ratio entre l'épaisseur initiale de la couche sédimentaire et la hauteur des dunes en disponible infini multipliée par le nombre de Shields effectif.

En disponible limité, l'évolution de la hauteur relative des rides dépend donc de la contrainte de frottement au fond. Afin de confirmer cette nouvelle formulation,

il faudrait plus de données avec des conditions hydro-sédimentaires balayant une gamme plus large.

3.5.2.3 Évolution de la longueur d'onde des rides

Concernant l'évolution des longueurs d'onde des rides en fonction du disponible sédimentaire à l'équilibre, la formulation de Tuijnder et al. 2009 [102] pour les dunes est appliquée aux rides des séries M1 et M2 (Eq. 3.21). Dans cette équation la longueur d'onde relative dépend de la hauteur des structures en disponible illimité.

$$\frac{\lambda_{eq}}{\lambda_{eq_inf}} = 1 - \beta_T exp\left(\frac{-\delta}{\gamma_T h_{eq_inf}}\right) \tag{3.21}$$

avec :

β_T et γ_T : paramètres adimensionnels

Tuijnder et al. 2009 [102] suggèrent d'utiliser $\beta_T = 0,96$ et $\gamma_T = 0,24$ pour les dunes. Ces valeurs de paramètres donnent un mauvais accord pour les rides (Fig. 3.17, $R^2 = 0,76$). Le meilleur accord est obtenu pour $\beta_T = 0,48$ et $\gamma_T = 0,62$ (Fig. 3.17, $R^2 = 0,89$). Malgré tout, plus de données sont nécessaires pour valider les nouveaux coefficients proposés.

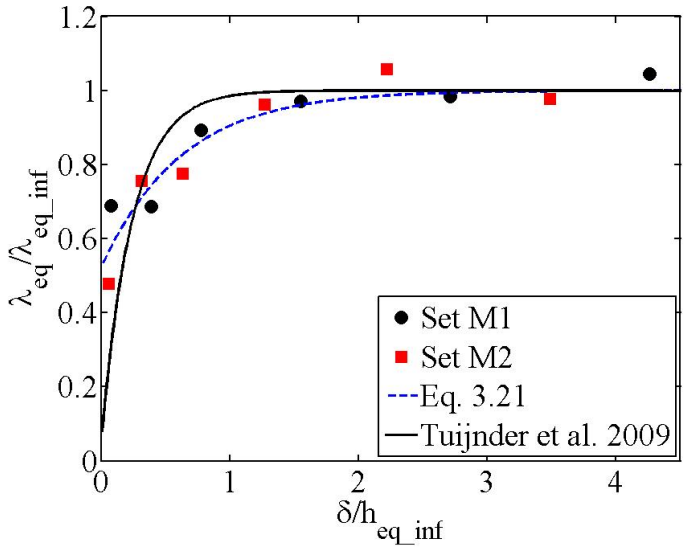

FIGURE 3.17 – Évolution de la longueur d'onde relative des rides en fonction de l'épaisseur initiale relative de la couche sédimentaire.

En disponible limité, l'évolution de la longueur d'onde relative des rides en fonction du disponible ne dépend pas de la contrainte au fond alors que c'est le cas pour les hauteurs.

De plus, la figure 3.13a montre un très bon accord entre les hauteurs mesurées en infini et la formule de Allen 1963 [2] calculée à partir de la longueur d'onde infini

expérimentale. Il est donc possible de supprimer dans l'équation 3.21 la dépendance avec la hauteur des rides à l'infini et d'obtenir alors seulement une dépendance avec la longueur d'onde infini de part et d'autre de l'équation (Eq. 3.22).

$$\frac{\lambda_{eq}}{\lambda_{eq_inf}} = 1 - \beta_T exp\left(\frac{-\delta}{0,08\gamma_T \lambda_{eq_inf}^{0,95}}\right) \tag{3.22}$$

avec :

$\beta_T = 0,48$ et $\gamma_T = 0,62$ (soit les mêmes valeurs que pour l'équation 3.21 pour les rides).

3.6 Conclusions

En fonction du disponible sédimentaire, trois types de fonds à l'équilibre sont obtenus. Le premier type de fond est obtenu en disponible très fortement limité avec des structures sédimentaires séparées les unes des autres par le fond immobile (type 1). Le second type de fond est obtenu en disponible plus faiblement limité avec le fond immobile visible par patch à l'équilibre (type 2). Le troisième type de fond obtenu correspondant à un disponible non limité avec le fond immobile invisible durant la totalité du test (type 3).

La nature des structures sédimentaires (rides ou dunes) n'est pas modifiée avec la limitation du disponible sédimentaire. Ce résultat est important puisque en effet les formules et abaques permettant de définir la nature des structures sont données dans la littérature pour des disponibles infinis. Il est donc possible de les utiliser directement dans le cas d'études en disponible limité.

Le temps d'équilibre et l'évolution de la longueur d'onde des structures sédimentaires pendant cette phase de mise à l'équilibre ont été analysées (Sect. 3.4). Les résultats montrent que :

- L'évolution des longueurs d'onde en conditions de disponible très fortement limité (type 1), montrent une évolution plus lente vers l'équilibre avec un temps d'équilibre long et un taux de croissance faible malgré une valeur pour les longueurs d'onde initiales proche de celle de l'équilibre (70%).
- L'évolution des longueurs d'onde des conditions de disponible faiblement limité (fond de type 2) à illimité (fond de type 3) sont en accord avec la loi puissance définie par Nikora et Hicks 1997 [72] avec l'exposant défini par Coleman et al. 2005 [31] en disponible infini.
- Le temps d'équilibre des fonds de type 2 est plus court que celui des fonds de type 3 (qui sont plus courts que ceux de type 1). Ceci est dû à la réorganisation en profondeur de la couche active pour les tests de type 3. Cette couche étant très faible dans le cas des tests de type 2.

La hauteur et la longueur d'onde des structures sédimentaires (rides et dunes) à l'équilibre évoluent en fonction du disponible sédimentaire. Les tests menés dans le

cadre de la présente étude ont montré des évolutions différentes pour les dunes et les rides :

- Dunes :
  - Les hauteurs et les longueurs d'onde à l'équilibre en disponible infini sont en accord avec les formulations proposées par Allen 1968 [1].
  - Les hauteurs à l'équilibre augmentent quand le disponible sédimentaire augmente.
  - Aucune évolution significative en fonction du disponible n'a été trouvée concernant les longueurs d'onde des dunes.
  - La formulation de Tuijnder et al. 2009 [102] concernant les hauteurs des dunes à l'équilibre en fonction du disponible en domaine fluvial (Eq. 3.21) est applicable en domaine côtier. Cela confirme que les conditions d'écoulement et le diamètre sédimentaire médian n'ont pas d'impact significatif sur l'évolution de la hauteur relative des dunes en fonction du disponible.

- Rides :
  - La longueur d'onde des rides à l'équilibre en disponible infini est en accord avec la formulation de Soulsby et al. 2012 [95].
  - La hauteur des rides à l'équilibre en disponible infini montre un très bon accord avec la formule de Allen 1963 [2] en prenant la longueur d'onde expérimentale en disponible infini.
  - La longueur d'onde et la hauteur des rides à l'équilibre augmentent quand le disponible sédimentaire augmente.
  - Des nouveaux coefficients sont proposés pour adapter l'équation de Tuijnder et al. 2009 [102] à la longueur d'onde des rides en fonction du disponible sédimentaire.
  - Une adaptation de la formulation initiale de Tuijnder et al. 2009 [102] pour les hauteurs des dunes à l'équilibre dans le cadre d'un disponible limité est proposée pour le cas des rides, en introduisant un coefficient impliquant le paramètre de Shields effectif.

Chapitre 4

Transport sédimentaire et vitesse de migration des structures en fonction du disponible sédimentaire

Plan du chapitre

4.1 Article : Bedload transport and bedforms migration under sand supply limitation 82

4.2 Compléments sur le transport sédimentaire et les vitesses de migration 107

4.2.1 Calcul des incertitudes sur la valeur du transport sédimentaire mesurée 107

4.2.2 Évolution temporelle du transport sédimentaire 107

4.2.3 Transport sédimentaire dimensionnel en fonction du disponible sédimentaire 108

4.2.4 Vitesse de migration dimensionnelle en fonction du disponible sédimentaire 109

4.3 Conclusions 110

Dans ce chapitre, nous étudions en détail l'impact du disponible sédimentaire sur le transport sédimentaire par charriage ainsi que sur la vitesse de migration des structures sédimentaires à l'équilibre. Dans le cas de la vitesse de migration, une comparaison avec des études in-situ, fluviales et expérimentales est aussi effectuée en disponible infini et en disponible limité.

De plus, les résultats concernant le transport sédimentaire par charriage et la vitesse de migration des structures à l'équilibre en dimensionnel en fonction du disponible sédimentaire sont discutés.

4.1 Article : Bedload transport and bedforms migration under sand supply limitation

Seules les sections 3, 4, 5 et 6 de l'article constituent le cœur de l'analyse sur l'impact du disponible sédimentaire sur le transport sédimentaire et la vitesse de migration des structures. Les section 1, 2 et 3 ont déjà été abordées dans les chapitres 2 et 3. L'article a été soumis dans la revue Environmental Fluid Mechanics.

Noname manuscript No.
(will be inserted by the editor)

Bedload transport and bedforms migration under sand supply limitation

Vah Mélanie · Jarno Armelle · Le Bot Sophie · Ferret Yann · Marin François

Received: date / Accepted: date

Abstract Most studies on sediment transport and bedforms migration consider unlimited sediment supply conditions. However, areas where the sediment supply is limited are common in coastal and fluvial environments. The present paper, based on physical modelling in a flume and on a re-analysis of field data obtained in the Eastern English Channel by Ferret [23], considers the effects of sediment supply limitation on bedload transport and bedforms migration velocity. The bedload transport is found to be proportional to the fraction of the bed covered by sediments for a bed exhibiting ripples or dunes under coastal conditions. The migration velocity of ripples and dunes depends on the dominant mode of sediment transport. A new formulation showing a good agreement with experimental tests and observations in the field is proposed for the dimensionless migration velocity of these bedforms when sediment transport is dominated by bedload, under unlimited sediment supply conditions. For limited sediment supply conditions and sediment transport dominated by bedload, an adaptation of this formulation is suggested, based on the fraction of the bed covered by sediments. A good agreement between this adaptation and observations carried out in physical modelling and in the field is obtained.

Vah Mélanie
Normandie Univ, UNIHAVRE, CNRS, LOMC, 76600 Le Havre, France
E-mail: melanie.vah@univ-lehavre.fr

Jarno Armelle
Normandie Univ, UNIHAVRE, CNRS, LOMC, 76600 Le Havre, France
E-mail: jarnoa@univ-lehavre.fr

Le Bot Sophie
Normandie Univ, UNIROUEN, UNICAEN, CNRS, M2C, 76000 Rouen, France
E-mail: sophie.lebot@univ-rouen.fr

Ferret Yann
Normandie Univ, UNIROUEN, UNICAEN, CNRS, M2C, 76000 Rouen, France
Present address: Shom, 13, rue du Chatellier, CS 92803, 29228 Brest cedex 2, France
E-mail: yann.ferret@shom.fr

Marin François
Normandie Univ, UNIHAVRE, CNRS, LOMC, 76600 Le Havre, France
Tel.: +33 2 35 21 71 18
E-mail: francois.marin@univ-lehavre.fr

Keywords Bedload transport · Bedforms · Migration velocity · Coastal zone · Sand supply limitation · Physical modelling

1 Introduction

Sediment supply limitation can significantly impact sediment transport and bedforms. This topic has received little attention when compared to the extended literature dedicated to unlimited sediment-supply conditions in coastal and fluvial environmental contexts, even if in-situ conditions where the mobile sediment stock is limited are not so uncommon (Engelund and Fredsøe [21], Blondeaux [7], van Landeghem et al. [50], Seminara [42], Colombini and Stocchino [16], Charru et al. [13] among others). Sediment limitation can be due to a small sediment supply on an unerodible bottom or partially mobile sediment bed (case of strong sediment heterogeneity). For example, Carling et al. [10, 11] described large sandy barchans (crescent-shaped dunes) migrating over an armoured layer in the Rhine (Germany). In the coastal context of the English Channel, the sediment layer is highly heterogeneous with a mixture of grains of various sizes and shapes, leading sometimes to a significant sediment gradient between immobile zones and regions rich in movable sediments (Le Bot and Trentesaux [33], Ferret et al. [24]).

Studies under unlimited amount of sediments are common in the literature to describe bedform dimensions but also for sediment transport and bedform migration. The characterization of mature bedforms such as ripples or dunes has lead to a lot of studies. Ripples are often considered to scale with the grain size while dunes scale with the water depth (Kennedy [30]; Flemming [25]). Generally, no dependence on the bottom shear-stress conditions is involved in the formulations for ripple dimensions (Allen [1], Soulsby et al. [45] among others). In-situ measurements of bedload transport is a challenge (for example Ribberink [41], Durafour et al. [20]) and most of the time bedload transport is estimated. Prediction of sediment transport and more specifically bedload transport was also extensively studied (Meyer-Peter and Müller [35], Fernandez Luque and Van Beek [22], Nielsen [36], Ribberink [41] among others) with formulations based on the shear stress on flat bottom.

Bedload transport controls bedform migration. Franklin and Charru [28] and Florez and Franklin [26] proposed a model for bedforms migration velocity based on Meyer-Peter and Müller [35] bedload transport law. In situ migration measurements on short periods (few hours) with a high precision are difficult to obtain, especially for small bedforms such as ripples. However some studies where performed using video system or multi-beam echosounder. Nevertheless results from these studies were not used or compared with bedform migration model. Durafour [19] estimated the migration velocity of a ripple with a video system settled on the bottom during a tide. Doré [17] measured the migration velocity of a dune and superimposed ripples several times during a tide in the bay of Arcachon (France) with an echosounder. Both of these in situ measurements were obtained on infinite well-sorted sediment supply and in a tidal flow context. Claude et al. [14] and Wintenberger et al. [53] carried out such measurements, using a multi-beam echosounder, in the Loire river for dunes with heterogeneous sediments in non limited supply conditions. Ferret et al. [24] measured the migration of large dunes, in the Eastern English Channel, also using a multi-beam echosounder, for various sediment supply conditions, on long periods (annual to pluri-decadal) but also on short periods (flood or ebb phases to several days).

Bedforms under sediment supply limitation have been experimentally studied in fluvial conditions at the equilibrium state by Tuijnder et al. [48], Tuijnder [46], and Dréano et al. [18]. Tuijnder et al. [48] found that the equilibrium dune dimensions depend on the initial sediment thickness and on the dune height at the equilibrium state under unlimited supply conditions. Belderson et al. [5] noticed from field observations that different bedforms types are observed depending on sediment supply and current velocity. Kleinhans et al. [31] worked on the occurrence of bedforms in sediment supply-limited conditions from experiments in flume and field observations (river Allier, France and river Waal, The Netherlands) and found that bedform shapes depend on the supply limitation. Rauen et al. [40] used a divergent flume to study the supply limitation impact coupled to non-uniform flow and found that the supply limitation mostly impact the steady state dimensions of bedforms. Porcile and Blondeaux [39] carried out theoretical studies on the initiation of bedforms for strong sediment supply limitation and tidal flow, using a linear instability approach. A good agreement was found with in-situ data from Le Bot and Trentesaux [33]. Experimental and numerical works under oscillatory flow with very limited amount of sediment were performed by Blondeaux et al. [8] and Mazzuoli et al. [34], respectively and show that the wavelengths are longer in very supply limitation than under unlimited supply.

Tuijnder and Ribberink [47] proposed an experimental law to describe bedload transport under supply limitation based on flume tests carried out in fluvial conditions with varied slopes. They found a dependency of the bedload transport with the fraction of the bed covered by mobile sediment. Preliminary flume experiments with an unidirectional flow and without bottom slope have been conducted by Vah et al. [49]. No formulation for bedload transport under supply limitation in a coastal context already exists to the authors knowledge.

The present study focuses on bedload sediment transport and bedform migration under sand supply limitation, and extends the work of Tuijnder and Ribberink [47] and Tuijnder [46]. Tests are performed in a flume with a horizontal bottom at this aim, and the field data obtained in the Eastern English Channel by Ferret [23] are re-analysed.

2 Experimental setup and tests conditions

Experiments were carried out in a current flume. This flume is 10-m-long, 0.49-m-wide, and without slope (Fig. 1). The current is generated by a recirculating pump. The flow rate is measured with an ultrasonic flowmeter (Ultraflux) and can be adjusted in the range 0 - 100 L/s. The mean water depth d is measured above the initially flat bed at the beginning of each test. To ensure uniformity of the flow, a honeycomb was installed at the entrance of the flume. The distance between the honeycomb in the upstream part of the flume and the traps for the bedload sediment transport measurements is 7.4 m (Fig. 1). The bottom of the flume is made of Polyvinyl Chloride (PVC). A hand sanding machine equipped with a coarse sand abrasive disk is used to adjust the roughness level to a homogeneous microsurface roughness. The resulting roughness can be estimated to a few micrometers which corresponds to a smooth hydraulic bottom.

For present tests, two different types of natural sand were selected. These sands are composed of quartz of relative density $s = \rho_s/\rho = 2.65$ where ρ_s and ρ are the sand and fluid density in clear water, respectively, and come from a quarry. One of the two sands is of medium grain size with a median diameter $D_{50} = 328\mu m$ and the second sand is a coarse sand with $D_{50} = 617\mu m$. Both sands are well-sorted according to Soulsby [44] criterion,

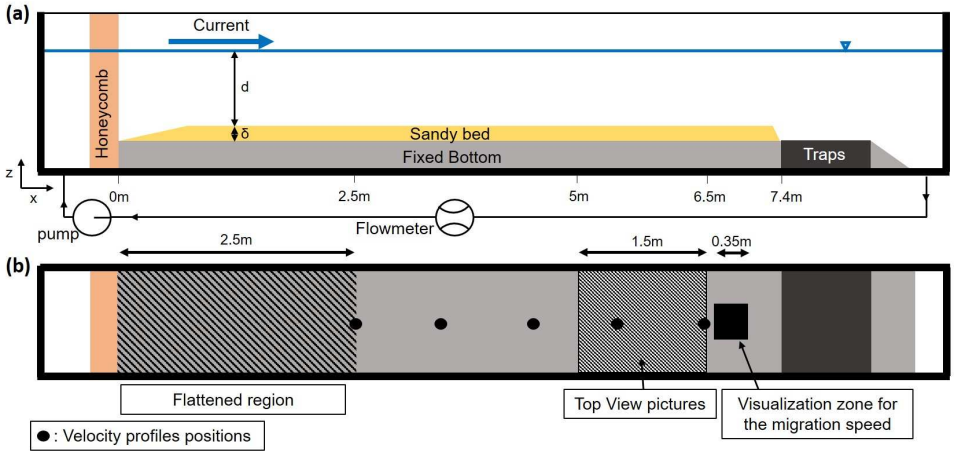

Fig. 1 Current flume with the different experimental zones. (a) side view, (b) top view.

with the geometric standard deviation defined by $\sigma_g^2 = D_{84}/D_{16}$ equal to 1.5 and 1.4 respectively, where D_{84} and D_{16} are the grain sizes respectively exceeded by 84% and 16% by weight of a sample of sediment.

All tests are conducted according to the same experimental protocol. First, the sand bed is flattened to reach a thickness noted δ (Fig. 1). The current is then generated in the flume, with a constant acceleration. The flow is ramped monotonically for approximately 1.5 minute to reach the desired flow value. A similar ramp-down is applied to stop the flow when data acquisition of the bed topography is planned or traps need to be emptied. During the tests, stops were executed after fifteen minutes to one hour according to the current velocity, till a steady state for the bedload transport and the bedforms morphology is reached. At each stop the sediments found in the downstream traps are collected and spread evenly in the upstream flattened region of the flume ($0m < x < 2.5m$ where x is the distance from the honeycomb measured in the horizontal direction; Fig. 1b). This sediment transfer fulfills the quasi-constant sediment supply condition (Berni et al. [6]). Sediments are collected in each trap and weighted (Fig. 2). The lateral traps LT are used to quantify edge effects. These effects lead to a reduction of the sediment transport in the lateral traps LT compared to the central traps T1, T2, T3 (Fig. 2). A 20% maximum reduction is obtained for Set C2 (Tab. 1), when a 10% reduction is found for Sets M1, M2 and C1 (Tab. 1). No reduction is obtained for Sets M3 and C3 (Tab. 1). The percentage of sediment in traps T2, T3 and the final trap FT is negligible for tests with the coarse sediment and remains lower than 8% for the other tests compared to the quantity of sediment in traps T1.

After each current restart and when the steady current is reached, a video sequence of 450 seconds of the downstream part of the sandy zone is recorded (see Fig. 1). Then a series of images are extracted with a frequency of 1 Hz which is enough to capture the displacement of the structures. The same horizontal line of length 35 cm directed along the flume is selected in the stack of images and these lines are compiled to construct a spatio-temporal image (spatial resolution: 0.5 mm per pixel).

Top view pictures of a 1.50 m long extended region ($5m < x < 6.5m$; Fig. 1) are regularly taken with a high resolution camera (0.1 mm per pixel) to obtain the wavelength of

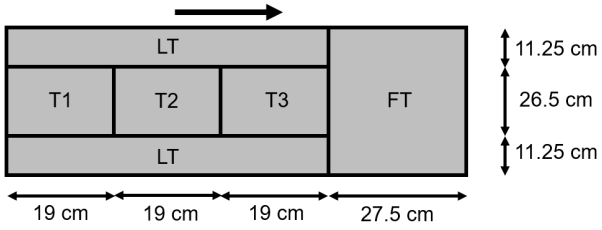

Fig. 2 Schematic view of the downstream traps. The arrow represents the flow direction.

bedforms and the covered bed fraction.

The conditions of the test sets are given in Tab. 1, where δ is the initial thickness of sand on the bed. Sets M1, M2 and M3 are performed with the medium sand whereas sets C1, C2 and C3 are carried out with the coarse one. For each test set, 6 different tests are performed with different sediment supply conditions (except for sets M3 and C3 for which 5 supply conditions are considered).

Table 1 Test conditions. Dimensional and dimensionless parameters.

	Set M1	Set M2	Set M3	Set C1	Set C2	Set C3
D_{50} [μm]	328	328	328	617	617	617
d [m]	0.25	0.25	0.25	0.195	0.25	0.25
U [m/s]	0.35	0.45	0.55	0.45	0.45	0.55
u'_* [m/s]	0.016	0.021	0.026	0.024	0.023	0.029
R [m]	0.124	0.124	0.124	0.109	0.124	0.124
W_s [m/s]	0.049	0.049	0.049	0.087	0.087	0.087
k_s [μm] (Nielsen [37])	820	820	820	1543	1543	1543
δ values [cm]						
0.1	x	x		x	x	
0.5	x	x	x	x	x	x
1	x	x	x	x	x	x
2	x	x	x	x	x	x
3.5	x (US)	x (US)	x	x	x	x
5.5	x (US)	x (US)	x (US)	x (US)	x (US)	x (US)
Types of bedforms at the equilibrium state	ripples	ripples	ripples	dunes	dunes	dunes
Re	87 500	112 500	137 500	87 500	112 500	137 500
θ'	0.050	0.084	0.127	0.059	0.055	0.084
θ_c	0.036	0.036	0.036	0.030	0.030	0.030
D_*	8.3	8.3	8.3	15.6	15.6	15.6
R_{ep}	23.9	23.9	23.9	61.7	61.7	61.7
Re_*	13.1	17.2	21.3	37.0	35.5	44.7
b	10	7.5	5.6	8.6	9.3	6.5

M= medium sand
C= coarse sand
US= unlimited supply

The main dimensionless parameters involved in this study are the Reynolds number (Re), the Shields parameter (θ), and the Rouse number (b).

The flow Reynolds number and the effective Shields parameter are defined as follows:

$$Re = \frac{Ud}{\nu} \tag{1}$$

$$\theta' = \frac{u_*'^2}{(s-1)gD_{50}} \tag{2}$$

where U is the mean flow velocity, ν the fluid kinematic viscosity, u_*' the effective shear velocity at bed based on the grain size, and g the acceleration due to gravity.

Measurements of the horizontal component of velocity u have been performed without sediment as preliminary tests with a laboratory Acoustic Doppler Current Profiler (ADCP Ubertone 1.5 MHz - step measurement: 0.375 mm - blank below free surface: 2 cm) (Fig. 3). The results show established velocity profiles from 3.5 m downstream of the honeycomb. The flow regime was turbulent for all the tests since the value of the Reynolds number was greater than 5000, the critical value for the flow to be turbulent (Sleath [43]; Tab. 1).

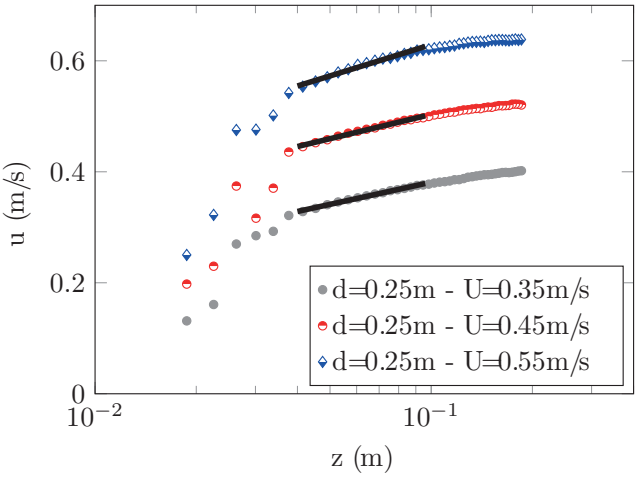

Fig. 3 Velocity profiles without sediment at x=6.5m downstream from the honeycomb. Solid lines represent the best fit for the overlap layer where the velocity profile is logarithmic (least squares method).

Fig. 3 depicts the variation of u with z, the distance from the bed in the vertical direction, for different values of the mean flow velocity at $x = 6.5m$. This figure exhibits logarithmic velocity profiles, approximately for $0.04 < z < 0.1m$, characteristic of a turbulent flow. In the logarithmic layer, the velocity distribution may be written (Sleath [43]):

$$\frac{u(z)}{u_*'} = \frac{1}{\kappa} ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \tag{3}$$

where z_0 is a length scale and $\kappa = 0.4$ the von Karman constant.

For present tests with sand, the values of the roughness Reynolds number $Re_* = u'_* k_s/\nu$ are in the range 13.1 - 44.7 (Tab. 1), where $k_s = 2.5D_{50}$ (Nielsen [37]) is the roughness length of the bed. We have $5 < Re_* < 70$ for present conditions, and the initial bed may be considered in transitional regime, between an hydraulically smooth bed and an hydraulically rough bed. In this case, the length scale z_0 may be estimated by (Sleath [43]):

$$z_0 = \frac{k_s}{30}\left[1 - exp\left(-\frac{u'_* k_s}{27\nu}\right)\right] + \frac{\nu}{9u'_*} \tag{4}$$

The critical value of the Shields parameter for the sediment incipient motion θ_c is estimated using the relation suggested by Soulsby [44]:

$$\theta_c = \frac{0.3}{1+1.2D_*} + 0.055(1 - exp(-0.02D_*)) \tag{5}$$

where the dimensionless grain diameter is defined as

$$D_* = \left(\frac{(s-1)g}{\nu^2}\right)^{1/3} D_{50} \tag{6}$$

The Rouse number,

$$b = \frac{W_s}{\kappa u_*} \tag{7}$$

where W_s is the sediment fall velocity, and u_* the shear velocity at bed estimated with the equilibrium bedforms, is used to define the mode of sediment transport: bedload or suspension. W_s may be estimated using the following equation (Soulsby [44]):

$$W_s = \frac{\nu}{D_{50}}\left[(10.36^2 + 1.049D_*^3)^{1/2} - 10.36\right] \tag{8}$$

The roughness length of the bed may be estimated for a bed with ripples or dunes with Eq. 9 which was proposed by van Rijn [51]:

$$k_s = 1.1h_{eq}\left(1 - exp\left(-25\frac{h_{eq}}{\lambda_{eq}}\right)\right) \tag{9}$$

where h_{eq} and λ_{eq} are the bedforms height and length at the equilibrium state, respectively.

The bottom with the bedforms at the equilibrium state is found to be hydraulically rough and z_0 in Eq. 3 can be estimated with (Sleath [43]):

$$z_0 = \frac{k_s}{30} \tag{10}$$

If $b > 2.5$ the bedload transport is dominating and when $b < 2.5$ the sediment transport is dominated by suspension (Bagnold [4]). The sediment transport for all the sets is dominated by bedload ($b > 2.5$; Tab. 1).

For Set M3, the values of h_{eq} and λ_{eq} could not be accurately measured due to the irregularity of the bedforms. The formulations of Soulsby et al. [45] (Eq. 11) have been used for this set, for the estimation of the bedforms height and length at the equilibrium state:

$$\begin{cases} h_{eq_inf} = 202 D_{50} D_*^{-0.554} \\ \lambda_{eq_inf} = D_{50} \left(500 + 1881 D_*^{-1.5}\right) \end{cases} \tag{11}$$

where h_{eq_inf} and λ_{eq_inf} are the bedforms height and length at the equilibrium state under unlimited supply conditions, respectively.

Finally, the particle Reynolds number, R_{ep}, may be used for the estimation of the bedform type (ripple or dune) at the equilibrium state, from the grain size and density (Colombini and Stocchino [16]):

$$R_{ep} = \frac{\sqrt{(s-1)gD_{50}}D_{50}}{\nu} \tag{12}$$

3 Bedforms characterization

3.1 Qualitative observations

Figure 4 illustrates the equilibrium bedforms for sediment supply conditions varying from very limited to unlimited, for the set M2, where ripples can be observed at the equilibrium state. The sediment supply limitation clearly impacts the bed morphology. In particular, an increase of the mean ripple length is observed when the sediment thickness increases.

Three distinct bed states can be identified according to the sediment supply. For very small initial sediment thicknesses (Fig. 4 a and b), we observe an alternation of ripples and large zones uncovered by sand. When the sediment supply increases but remains limited (Fig. 4 c and d), only some patches of uncovered bottom are still visible at the end of the tests. For large sediment supply (Fig. 4 e and f), the influence of supply limitation cannot be detected from an observation of the bed surface.

3.2 Bedforms types

Ripples and dunes in infinite supply conditions are mainly discriminated according to their dimensions, dunes being typically about one order of magnitude higher than ripples and characterized by a length to water depth ratio which is much greater than for ripples (Kennedy [30]; Flemming [25]). It was also reported that no ripples can form for grains of median diameter greater than 0.6 mm (Coleman and Nikora [15]) or 0.8 mm (Soulsby et al. [45]).

The mean wavelengths obtained at the equilibrium state for present tests under limited and unlimited supply conditions are given in Tab. 2. The results in infinite supply conditions show a reasonable agreement with the formulation of Soulsby et al. [45] for ripples (Eq. 11) and with the formulation of Allen [1] for dunes (Eq. 13) (Tab. 2):

$$\begin{cases} h_{eq_inf} = 0.086 d^{1.19} \\ \lambda_{eq_inf} = d^{0.6} \end{cases} \tag{13}$$

In Fig. 5 and Fig. 6 the present results are compared with the results obtained by Guy et al. [29] from flume experiments under infinite supply conditions. The distinction between ripples and dunes is based on observations and estimations of bedforms dimensions. Ripples are described by Guy et al. [29] as small triangular-shaped bedforms with $\lambda_{eq_inf} < 0.6m$ and $h_{eq_inf} < 0.06m$. Dunes are defined as larger bedforms which do not lead to perturbations of

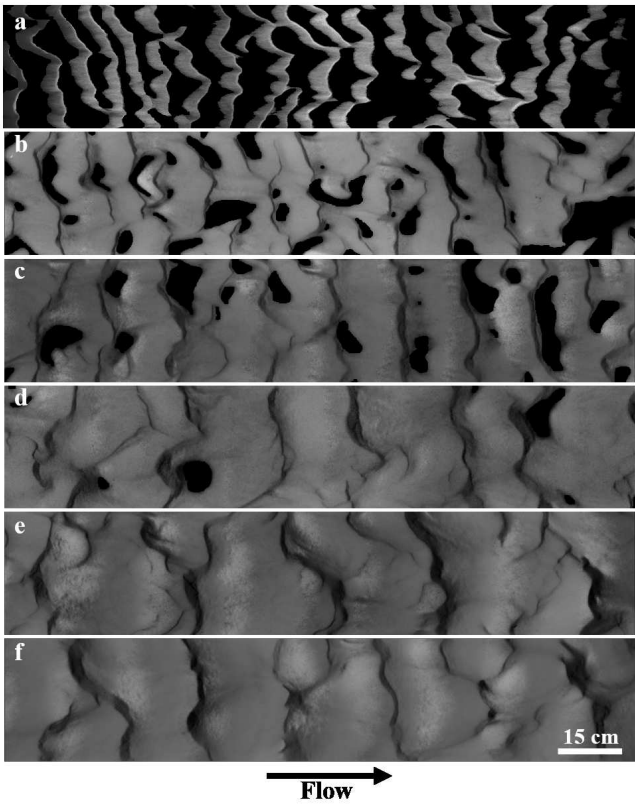

Fig. 4 Top view pictures at the equilibrium state for each initial sediment thickness. Set M2. a) $\delta = 0.1cm$, b) $\delta = 0.5cm$, c) $\delta = 1cm$, d) $\delta = 2cm$, e) $\delta = 3.5cm$ and f) $\delta = 5.5cm$. The bottom of the flume appears in black.

Table 2 Measured mean bedform wavelength at the equilibrium state for each experimental set and values obtained from Allen [1] and Soulsby et al. [45].

	Set M1	Set M2	Set M3	Set C1	Set C2	Set C3
λ_{eq} ($\delta = 0.1cm$) [m]	0.09	0.09	-	0.51	0.53	-
λ_{eq} ($\delta = 0.5cm$) [m]	0.09	0.14	-	0.53	0.50	0.85
λ_{eq} ($\delta = 1cm$) [m]	0.12	0.14	-	0.60	0.45	0.38
λ_{eq} ($\delta = 2cm$) [m]	0.13	0.18	-	0.86	0.57	0.48
λ_{eq} ($\delta = 3.5cm$) [m]	0.14	0.20	-	0.57	0.66	0.67
λ_{eq} ($\delta = 5.5cm$) [m]	0.14	0.18	-	0.68	0.48	0.44
λ_{eq_inf} [m] (present tests)	0.14	0.18	-	0.62	0.53	0.56
λ_{eq_inf} [m] (Allen [1])	-	-	-	0.37	0.44	0.44
λ_{eq_inf} [m] (Soulsby et al. [45])	0.19	0.19	0.19	-	-	-

the free surface (Guy et al. [29]). These results which were considered by Colombini and Stocchino [16] are depicted in Fig. 5 and 6 where the hydraulic radius R is defined by Eq. 14:

$$R = \frac{wd}{w+2d} \tag{14}$$

with w the flume width.

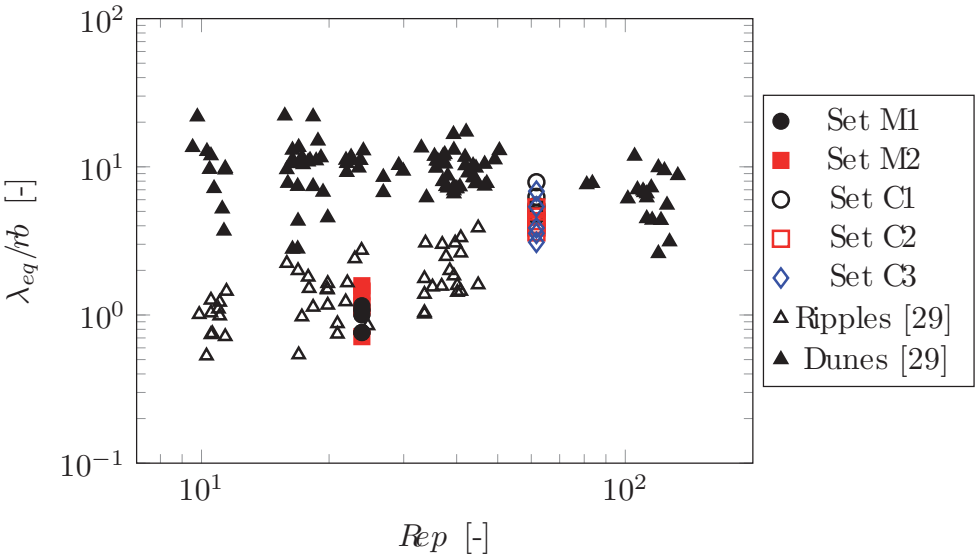

Fig. 5 Equilibrium wavelength to hydraulic radius ratio as a function of the Reynolds number based on the particle diameter. Sets M1 to M2 and C1 to C3: present data. From the original representation of Colombini and Stocchino [16].

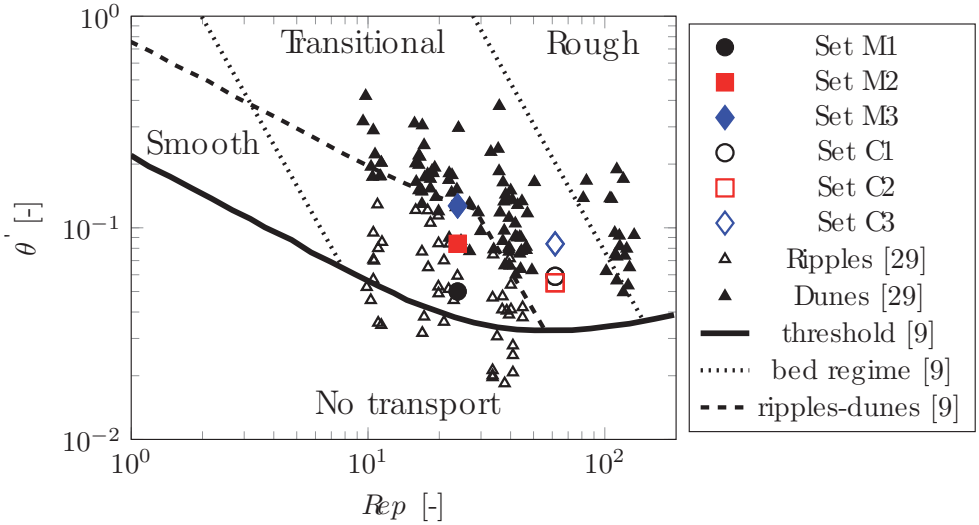

Fig. 6 Effective Shields parameter as a function of the Reynolds number based on the particle diameter. Sets M1 to M3 and C1 to C3: present data. Lines are obtained from Brownlie [9]. From the original representation of Colombini and Stocchino [16].

These figures show a clear separation between the present sets performed with the medium sand and the sets performed with the coarse one. According to these figures, bedforms for sets M1, M2 and M3 can be considered as ripples and bedforms for sets C1, C2 and C3 as dunes. Tests represented in Fig. 5 were obtained in unlimited and limited supply conditions. Present results show that the sediment supply limitation does not affect the bedform type for present test conditions.

4 Bedload sediment transport

The present paper focuses on bedload transport which is the dominant transport mode for present tests (Sect. 2). To minimize edge effects from the flume configuration, only the sand collected in trap T1 is considered. The dimensionless bedload transport Φ is given by Eq. 15.

$$\Phi = \frac{Q_s}{\sqrt{g(s-1)D_{50}^3}} \tag{15}$$

where Q_s is the dimensional bedload transport $[m^2/s]$.

4.1 Unlimited sediment supply conditions

The bedload transport obtained for tests in unlimited supply conditions is compared with formulations from the literature based on the excess of shear stress $\theta' - \theta_c$. The classical formulations of Meyer-Peter and Müller [35], Fernandez Luque and van Beek [22], Nielsen [36] and Ribberink [41] are considered (Fig. 7).

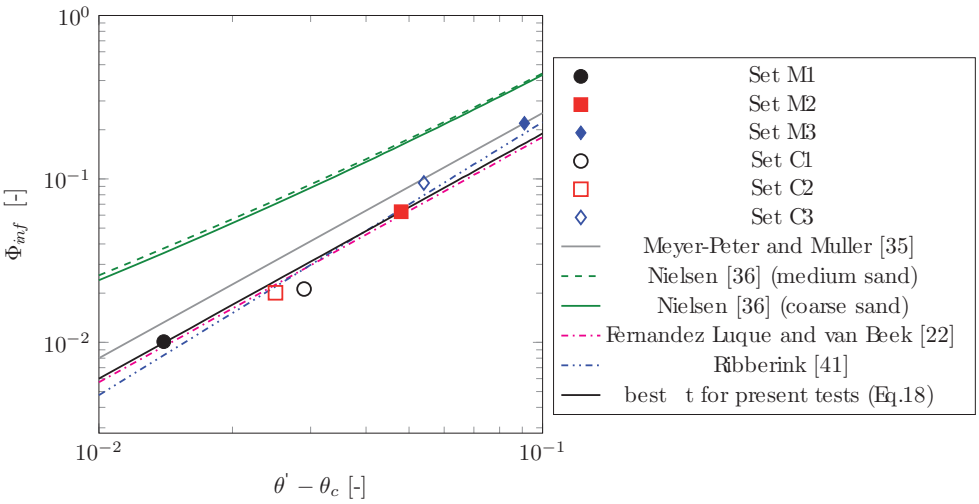

Fig. 7 Sediment bedload transport in infinite sediment supply conditions.

The relation suggested by Nielsen [36] is given by Eq. 16, and the formulation proposed by Meyer-Peter and Müller [35], Fernandez Luque and van Beek [22] and Ribberink [41] is shown in Eq. 17 where Φ_{inf} is the dimensionless bedload transport in infinite sediment supply conditions, and the coefficients m and n are presented in Tab. 3.

$$\Phi_{inf} = 12\theta'^{\frac{1}{2}}(\theta' - \theta_c) \tag{16}$$

$$\Phi_{inf} = m(\theta' - \theta_c)^n \tag{17}$$

Fig. 7 shows that the relation proposed by Nielsen [36] overestimates the bedload transport for the present tests. Based on a conservation equation and an erosion-deposition model, Charru [12] has theoretically shown that Φ_{inf} should be proportional to $\theta'^{3/2}$. Eq. 17 has then be fitted to the present data setting the power n to $3/2$.

Table 3 Parameters used to fit Eq. 17.

	n	m	validity range	correlation coefficient R^2
Meyer-Peter and Müller [35]	1.5	8	$\theta' < 0.2$	0.89
Fernandez Luque and van Beek [22]	1.5	5.7	$\theta' < 0.1$	0.96
Ribberink [41]	1.67	10.4	$\theta' < 10$	0.96
Present tests	1.5	6		0.97

As shown by Wiberg and Smith [52], the parameter m (Eq.17) can vary from 5 to 15, according to the value of the effective Shields number range. From tests carried out with low values of θ', ($\theta' < 0.1$), Fernandez Luque and van Beek [22] suggested the value 5.7 for the coefficient m, when Meyer-Peter and Müller [35] suggested the value 8 for this coefficient, when $\theta' < 0.2$. For very high values of the effective Shields number ($\theta' > 1$), Nnadi and Wilson [38] proposed m=12. Present values of m and n (Tab. 3) are very close to the ones obtained by Fernandez Luque and van Beek [22] for coarse sand ($D_{50} > 0.9mm$), and for the same value range of $(\theta' - \theta_c)$ as in present tests. In the following sections, the bedload transport in infinite supply conditions will then be defined according to Eq. 18.

$$\Phi_{inf} = 6(\theta' - \theta_c)^{\frac{3}{2}} \tag{18}$$

4.2 Limited sediment supply conditions

Tuijnder [46] and Tuijnder and Ribberink [47] have shown that bedload transport and bedform migration velocity are significantly dependent on the proportion of the bed covered with sediment for limited sediment supply conditions (see Sec. 4.2 and Sec. 5.4). The fraction of the bed covered by sand, 1-p (where p is the uncovered bed fraction) was first introduced by Tuijnder [46]. It was estimated for present tests from top view pictures at the equilibrium state (Fig. 8).

Fig. 8 shows that (1-p) increases for increasing values of the thickness of the sediment layer δ, in agreement with the previous qualitative observations (Sec. 3.1). For $\delta > 0.03$ m, the bottom is almost fully covered by sediment regardless of the considered sediment size

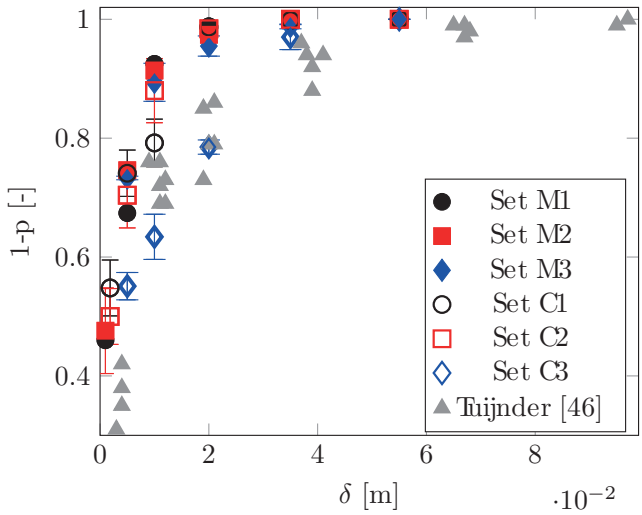

Fig. 8 Variation of the fraction of the bed covered by sand with the sediment layer thickness from the present tests and the tests of Tuijnder [46].

($D_{50} = 0.328mm$ for sets M, $D_{50} = 0.617mm$ for sets C, and $D_{50} = 0.8mm$ for tests carried out by Tuijnder [46]). Present results show that the bedform type (ripple or dune) does not significantly affect the fraction of the bed covered by sand.

For limited sediment supply conditions, zones without mobile sediments do not contribute to the bedload, and the bedload transport is lower than for unlimited sediment supply conditions.

Although Eq. 18 was fitted in a coastal context with a horizontal bed, it can be modified to include the contribution of a sloping bed to the transport in the form:

$$\Phi_{inf} = 6\left(\theta' - \theta_c\right)^{\frac{3}{2}} + \Phi_{slope} \tag{19}$$

For Tuijnder experiments conducted in a tiltable flume for alluvial conditions, the Φ_{slope} term was calculated with Eq. 20 derived by Soulsby-van Rijn [44] for rippled beds composed of sand grains ($D_{50} < 2mm$).

$$\Phi_{slope} = \frac{AU(U - U_c)^{2.4}\left(1 - 1.6tan(\beta)\right)}{\sqrt{(s-1)gD_{50}^3}} \tag{20}$$

where :

$$A = \frac{0.005d\left(\frac{D_{50}}{d}\right)^{1.2}}{\left((s-1)gD_{50}\right)^{1.2}} \tag{21}$$

The flume slope β was set equal to the average slope of energy level I_e since uniform flow condition was verified in the set of Tuijnder tests used (Tuijnder [46]).

For supply limited conditions, Eq. 22 can be used to compare with present data substituting Φ_{inf} calculating with Eq. 18 by Φ_{inf} calculating with Eq. 19.

$$\Phi = (1-p)\ \Phi_{inf} \tag{22}$$

Fig. 9 shows a comparison of present data fitted with Eq. 22 and data from Tuijnder [46]. It can be seen that a very good agreement is found ($R^2 = 0.92$).

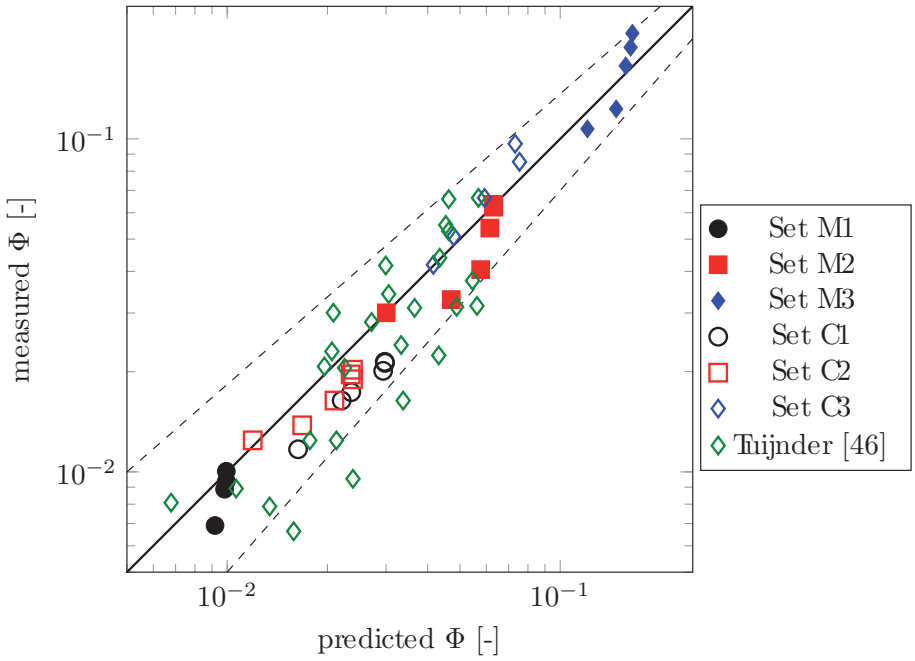

Fig. 9 Bedload transport in sand supply limited conditions. Comparison between measurements from the present tests and data from Tuijnder [46] and calculations from Eq. 22. Solid line: perfect agreement between measured and predicted (Eq. 22) bedload transport; dashed lines: 5% difference between measured and predicted (Eq. 22) bedload transport.

The bedload transport in sediment supply limited conditions may then be obtained only from the fraction of the bed covered by sand, the critical value of the Shields parameter for initial motion, and the effective Shields parameter.

5 Bedforms migration velocity

5.1 Qualitative results from present tests

The spatio-temporal images obtained from video acquisitions (top views, see Sect. 2) allow to estimate the bedforms migration velocities. Fig. 10 shows spatio-temporal diagrams for the Set M2, where the bedforms crests may be easily identified. The inclination of the crests indicates the mean migration velocity of the bedforms.

In Fig. 10 the thickness δ of the initial sediment layer varies between 0.1 cm (Fig. 10a) and 5.5 cm (Fig. 10f). It can be deduced from this figure that the migration velocity is higher for strong supply limited conditions when uncovered regions are extended than for unlimited

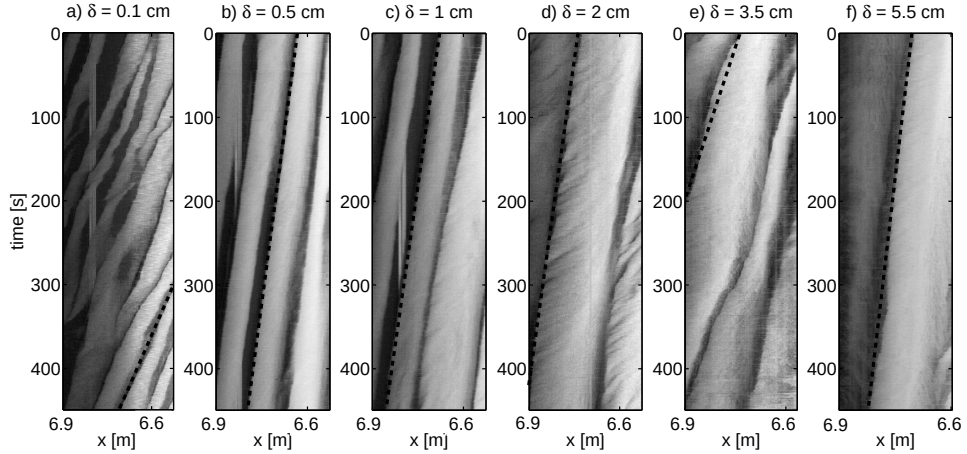

Fig. 10 Spatio-temporal diagrams at the equilibrium state, for different thicknesses of the initial sediment layer, for Set M2. The dashed lines exhibit indicative bedforms crest positions. The flow is from right to left.

supply conditions. This is observed for all sets of present tests, in agreement with Tuijnder [46]. This is due to the smaller dimensions of bedforms under limited supply conditions for identical hydrodynamic conditions. As mentioned by Bagnold [3], the decrease of the migration velocity for increasing values of bedform heights can be explained from mass conservation.

5.2 Re-analysis of data from Ferret [23]

These data have been acquired on a dune field in the Eastern English Channel, off Dieppe (France), where macrotidal conditions (8.5m tidal range in mean spring conditions) prevail and where the water depth varies from 11 m to 23 m (Fig. 11). The dune characteristics have been measured during the summers 2007 and 2008. A multi-beam echosounder (EM1000 95kHz KONGSBERG) was used for the bathymetry, an acoustic Doppler current profiler (ADP Sontek 1 MHz and ADCP RDI 1.2 MHz) for the current velocities, and a side-scan sonar (EDGETECH DF 1000 DCI) for the sediment distribution on the sea bed. Surficial sediment samples were collected for the calibration of the side-scan sonar (data location on Fig. 11).

Two zones can be identified on the dune field: one in the western part where the sediment supply is limited and one in the central and eastern parts where the sediment supply is unlimited (Fig. 11). From west to east, a morpho-sedimentary gradient is observed as a consequence of the speed decrease of tidal currents (Tab. 4). In the western part, under supply limitation, dunes heights and wavelengths are respectively in the range 3.4-8.5 m and 100-920 m with barchanoid asymmetrical shapes (very large dunes, named VL dunes (Ashley [2])). The bedforms are composed of gravelly sand with an approximately 1.03 mm median diameter D_{50}, and lie on a coarser seabed made of sandy gravel (Fig. 11). In the central and eastern parts, under unlimited supply conditions, dunes are more rectilinear, with smaller heights in the range 1.15-3.6 m and wavelengths between 220 and 940 m (large dunes, named L dunes). Numerous medium to large dunes (named ML dunes) are also observed in

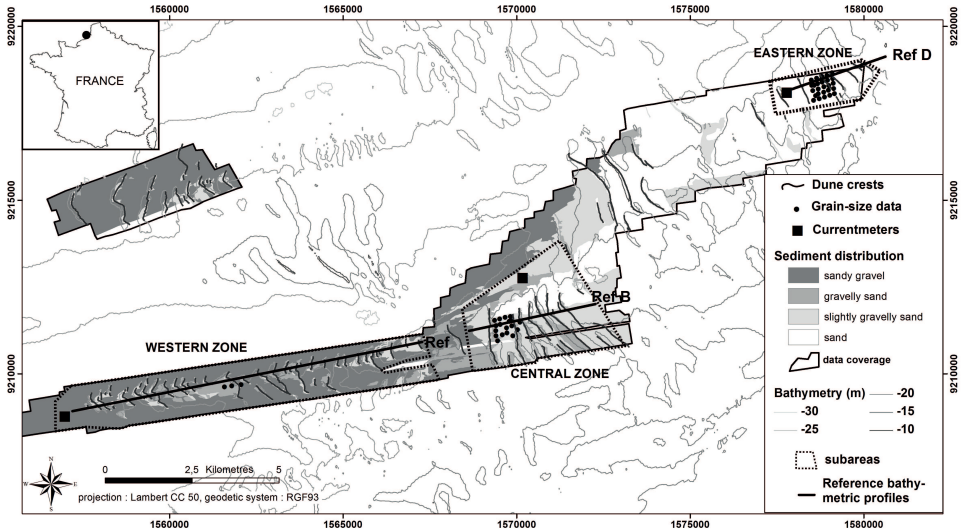

Fig. 11 Dune field in the Eastern English Channel in limited (western zone) and unlimited (central and eastern zones) sediment supply conditions. Field data from Ferret [23]. General bathymetry from Shom (Service hydrographique et océanographique de la Marine - France).

these parts with heights of several decimetres and wavelengths between 10 and 35 m. They are composed of sediments varying from gravelly sand to sand, with a median diameter D_{50} in the range 0.23-0.92 mm.

Table 4 Morpho-sedimentary characteristics of the different zones

Zone	Bedform heights [m]	Bedform wavelengths [m]	D_{50} [mm]	σ_g^2 [-] (Soulsby [44])	Sediment type (Folk [27])
western zone	6.5 (3.4-8.5)	530 (100-920)	1.03 (0.9-1.23)	3.90 (3.58-3.97)	gravelly sands (73-77% sands)
central zone	3.0 (2.5-3.6)	430 (305-940)	0.55 (0.34-0.92)	3.78 (2.40-4.79)	gravelly sands (70-88% sands)
eastern zone	2.2 (1.15-2.85)	440 (220-700)	0.27 (0.23-0.31)	1.59 (1.48-1.61)	sands

A bathymetric reference profile has been measured several times in 2007 and 2008, in fair weather conditions, allowing to measure the dune migration under tidal forcing at various short time steps and for limited and unlimited sediment supply conditions (Tab. 5). Geographic Information System tools (ArcGIS® ESRI) have allowed: (i) to measure the dune migration for different times, from Digital Elevation Models, obtained by interpolation of bathymetric data, and (ii) to calculate the covered bed fraction (1-p) from sediment distribution data.

Table 5 Sediment and bedforms characteristics for Ferret [23] field data, and observation times. The profiles "Ref", "RefB", "RefD" are respectively in the western, central and eastern areas (Fig. 11). VL, L and ML dunes referred to very large, large and medium dunes.

Sediment supply	Fraction of the bed covered by sand	Area considered in the observation field	Reference profiles for the estimation of the migration velocity	Observation time	Bedform type
limited	0.33	western	Ref	flood (spring)	barchanoid VL dunes
limited	0.33	western	Ref	2 days (neap)	barchanoid VL dunes
limited	0.33	western	Ref	2 days (spring)	barchanoid VL dunes
limited	0.33	western	Ref	12 days	barchanoid VL dunes
unlimited	1	central	RefB	flood (spring)	L dunes
unlimited	1	central	RefB	1 day (spring)	L dunes
unlimited	1	central	RefB	1 day (spring)	L dunes
unlimited	1	eastern	RefB	2 days (neap)	L dunes + ML dunes
unlimited	1	central	RefB	6 days	L dunes
unlimited	1	eastern	RefD	12 hours (spring)	L dunes
unlimited	1	eastern	RefD	1 day (neap)	L dunes

5.3 Unlimited sediment supply conditions

Florez and Franklin [26] found two different behaviours for the dimensionless bedform migration velocity under unlimited supply conditions, c_{inf}/u'_*, according to the value of $(\theta' - \theta_c)$. Based on experiments in a closed flume conducted with glass beads, they found a threshold for $(\theta' - \theta_c) = 3.10^{-2}$. The type of bedforms observed during their experiments is not specified. Below the threshold, they found that the dimensionless migration velocity is proportional to $(\theta' - \theta_c)^{3/2}$ in accordance with Meyer-Peter and Müller [35] transport rate equation. Above the threshold, they found that c_{inf}/u'_* is proportional to $(\theta' - \theta_c)^{5/2}$.

Fig. 12 depicts the variation of the dimensionless bedform migration velocity c_{inf}/u'_* with the dimensionless shear stress excess $(\theta' - \theta_c)$ for present tests and for the results in the Eastern English Channel issued from Ferret [23] data. The results obtained by Florez and Franklin [26] in a closed flume with glass beads, by Tuijnder [46] in a fluvial flume with natural sand, by Durafour [19] in the field in Eastern English Channel, by Doré [17] in the bay of Arcachon, and by Claude et al. [14] and Wintenberger et al. [53] in the Loire river, are also depicted in Fig. 12. The main characteristics of these data are given in Tab. 6.

Fig. 12 shows that for the data considered in this figure, the threshold value for $(\theta' - \theta_c)$ is approximately 0.1. The sudden decrease in the bedform migration velocity at this threshold is probably due to the increasing part of the suspension transport that is not efficient for migration. It can be noticed that the values of the Rouse number (see Tab. 6) for the data which are below this threshold in Fig. 12 are greater than $\simeq 2.5$, which corresponds to a sediment transport dominated by bedload (Sect 2), and the values of the Rouse number are smaller than $\simeq 2.5$ for the data above this threshold, for which the transport by suspension is dominant. This is clearly illustrated in Fig. 13. The dominant mode for sediment transport can be bedload at a given time for a bedform field, when suspensions can become dominant for this field, following an increase in the mean flow velocity. This was the case for Ferret [23] and Doré [17] measurements in the field, and data from these authors appear for

Table 6 Characteristics for unlimited sediment supply conditions of the experimental and field data used in Fig. 12

	conditions	sediment type	slope [-]	bedform types	h_{eq} [m]	b [-]
Set M1	flume	natural sand	-	ripples	0.013	10
Set M2	flume	natural sand	-	ripples	0.016	7.5
Set M3	flume	natural sand	-	ripples	-	5.6
Set C1	flume	natural sand	-	dunes	0.013	8.6
Set C2	flume	natural sand	-	dunes	0.01	9.3
Set C3	flume	natural sand	-	dunes	0.019	6.5
Ferret [23]	coastal (Eastern English Channel)	natural sand	-	L dunes	1.15-3.6	1.1-4.5
Ferret [23]	coastal (Eastern English Channel)	natural sand	-	ML dunes	0.5	7.6
Tuijnder [46]	flume	natural sand	0.0007-0.0022	dunes	0.067-0.091	4.2-5.1
Florez and Franklin [26]	closed flume	glass bead	-	unspecified	-	-
Durafour [19]	coastal (Eastern English Channel)	natural sand	-	ripples	$\simeq$0.05	4.4
Wintenberger et al. [53]	river (Loire)	natural sand	0.0003	dunes	0.1-0.3	1.9-3.1
Claude et al. [14]	river (Loire)	natural sand	0.0003	dunes	0.1-0.3	3.2-3.4
Doré [17] (dunes)	coastal (Bay of Arcachon)	natural sand	-	dunes	$\simeq$2	1.7-2.7
Doré [17] (superimposed ripples)	coastal (Bay of Arcachon)	natural sand	-	ripples	$\simeq$0.2	1.9-2.3

$(\theta' - \theta_c) < 0.1$ and for $(\theta' - \theta_c) > 0.1$ in Fig. 12.

For $(\theta' - \theta_c) < 0.1$, the bedforms migration velocity is proportional to $(\theta' - \theta_c)^{3/2}$ for natural sands [17, 19, 23, 48] as for glass beads [26]. However the migration velocity is lower for natural sands due to the influence of the sediment grain shape. This is not surprising since it is well known that the particle shape is a significant parameter for the hydrodynamic behaviour of grains (Lane and Carlson [32], Durafour et al. [20]). Field measurements in tidal environment for small observation time intervals [17, 19] or quite large time intervals (a few days, [23]) are in good agreement with the present flume data.

For $(\theta' - \theta_c) > 0.1$, the bedforms migration velocities are close for field measurements in the Loire [14, 53] where the bed is composed of coarse ($D_{50} \simeq 1mm$) and slightly heterogeneous sediments, in the Arcachon bay [17] with medium ($D_{50} = 0.32mm$) size well-sorted sediments, and in the Eastern English Channel with large dunes and heterogeneous sediments. In other words, no clear dependence of the dimensionless migration velocity with $\theta' - \theta_c$ is observed when $(\theta' - \theta_c) > 0.1$.

The migration velocity does not depend on the type of bedforms (ripples or dunes) for a fixed value of $\theta' - \theta_c$. This figure also shows that the dimensionless bedforms migration velocity can be estimated under unlimited sediment supply conditions for natural sediments by the following equation, when $\theta' - \theta_c < 0.1$ ($R^2 = 0.93$):

$$\frac{c_{inf}}{u'_*} = 2.5\left(\theta' - \theta_c\right)^{3/2} \tag{23}$$

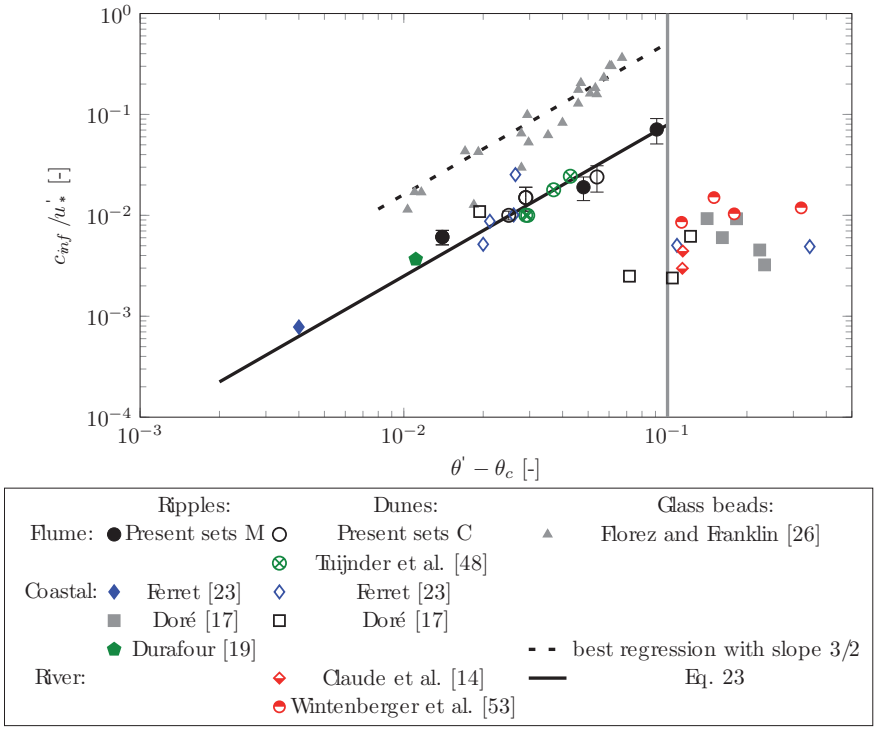

Fig. 12 Variation of the dimensionless bedform migration velocity c_{inf}/u'_* with $(\theta' - \theta_c)$ for unlimited sediment supply conditions.

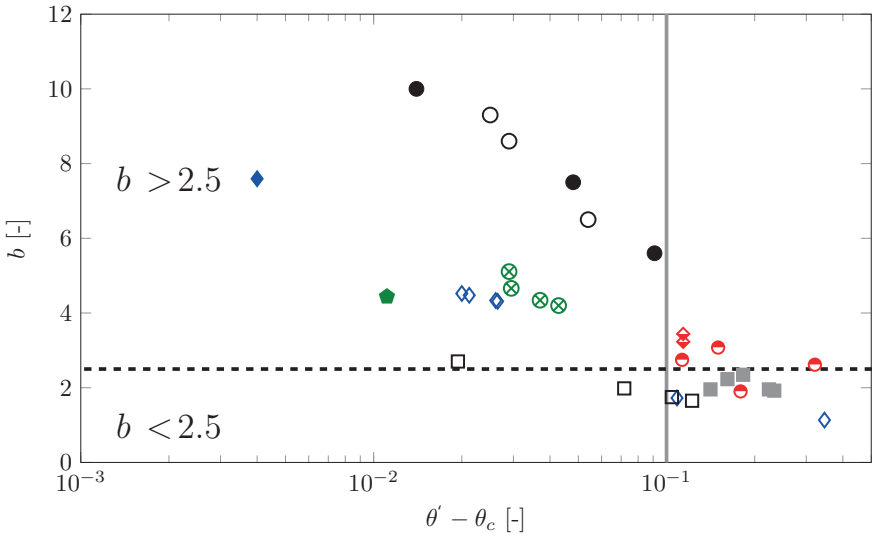

Fig. 13 Rouse number as a function of $(\theta' - \theta_c)$. Symbols are defined in Fig. 12

5.4 Limited sediment supply conditions

It has been mentioned in Sect. 5.1 that the bedforms migration velocity is higher under limited sediment supply conditions, when bed regions are uncovered by sediments, than for unlimited sediment supply conditions. Fig. 14 depicts the variation of the dimensionless bedform migration velocity c/u'_* with $(\theta' - \theta_c)/(1-p)$. This figure shows that an adaptation of the formulation proposed for the dimensionless bedforms migration velocity in unlimited supply conditions (Eq. 23) may satisfactorily describe the results obtained by Tuijnder [46] and present tests under limited supply conditions when $\theta' - \theta_c < 0.1$. This adaptation, based on the fraction of the bed covered by sand $(1-p)$, is given by Eq. 24 ($R^2 = 0.86$) (Fig 14).

$$\frac{c}{u'_*} = \frac{2.5}{1-p}(\theta' - \theta_c)^{3/2} \tag{24}$$

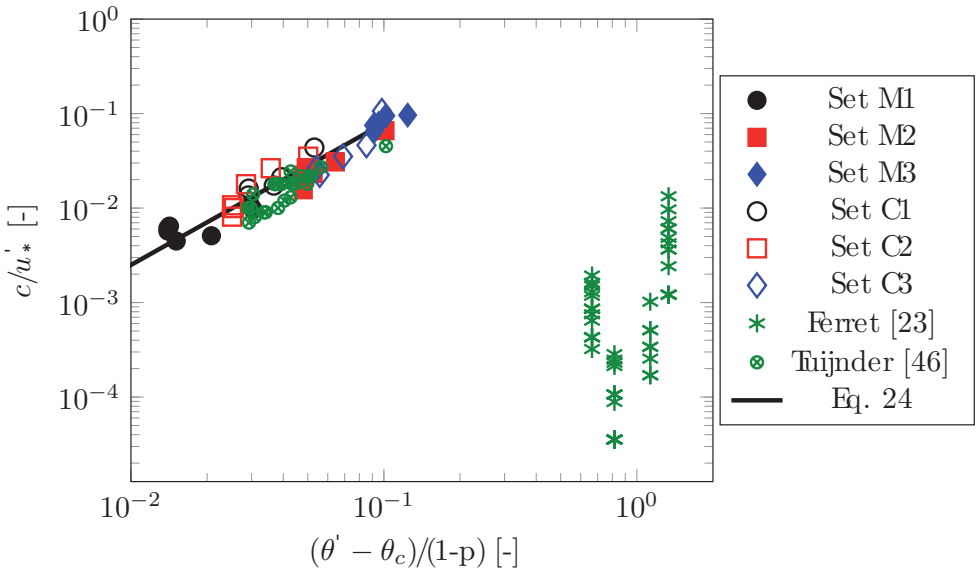

Fig. 14 Variation of the dimensionless bedform migration velocity c/u'_* with $(\theta' - \theta_c)/(1-p)$ for limited sediment supply conditions.

For $(\theta' - \theta_c) > 0.1$, the results depicted in Fig. 14 obtained from field data in the Eastern English Channel (Ferret [23]) are very scattered, and may be affected by the modification of sediment transport mode with a transport dominated by suspension.

6 Conclusions

Tests have been carried out in a flume to study the effect of sediment supply limitation on bedload transport and bedforms migration velocity. Field data obtained in the Eastern English Channel in limited and unlimited sediment supply conditions by Ferret [23] have also been analyzed.

Present results show that the bedform type (ripple or dune) is not affected by the sediment supply. The formulation proposed by Fernandez Luque and van Beek [22] (Eq. 18) for coarse sand bedload transport in unlimited sediment supply conditions is extended to medium and coarse sand, when the effective Shields parameters θ' is such as $(\theta' - \theta_c) < 0.1$, where θ_c is the critical value of the Shields parameter for the sediment initial motion. In the case of limited sediment supply conditions, the bedform type does not significantly modify the fraction of the bed covered by sediments $(1-p)$. This fraction mainly depends on the initial thickness of the sediment layer. The bedload transport for limited sediment supply conditions is found to be proportional to $(1-p)$ (Eq. 22). This extends the results obtained by Tuijnder et al. [48] for dunes under river conditions to ripples and dunes under coastal conditions.

Concerning the dimensionless migration velocity, two different behaviours are found depending on whether the excess of shear stress $(\theta' - \theta_c)$ is below or above the threshold value 0.1. This is explained by a change of the sediment transport mode from bedload dominated when $(\theta' - \theta_c) < 0.1$ to suspension dominated when $(\theta' - \theta_c) > 0.1$. A new expression (Eq. 23) exhibiting a good agreement with flume and field data is proposed for the dimensionless ripples and dunes migration velocity under unlimited sediment supply conditions when the sediment transport is dominated by bedload. An adaptation of this formulation (Eq. 24), based on the fraction of the bed covered by sand, is suggested for the dimensionless ripples and dunes migration velocity under limited sediment supply conditions when bedload is the dominant mode of sediment transport.

Acknowledgements The authors express their sincere thanks to the Normandy region (SCALE Research Network) for funding this work. The help of master student C. El Hadi for the flume experiments was greatly appreciated.

References

1. Allen J (1968) The nature and origin of bed-form hierarchies. Sedimentology 10(3):161–182
2. Ashley GM (1990) Classification of large-scale subaqueous bedforms; a new look at an old problem. Journal of Sedimentary Research 60(1):160–172
3. Bagnold RA (1941) The physics of blown sand and desert dunes. London: Methuen
4. Bagnold RA (1966) An approach to the sediment transport problem from general physics. US government printing office
5. Belderson R, Johnson MA, Kenyon NH (1982) Bedforms. Offshore tidal sands: Processes and Deposits: London, England, Chapman and Hall
6. Berni C, Perret E, Camenen B (2018) Characteristic time of sediment transport decrease in static armour formation. Geomorphology
7. Blondeaux P (2001) Mechanics of coastal forms. Annual Review of Fluid Mechanics 33(1):339–370
8. Blondeaux P, Vittori G, Mazzuoli M (2016) Pattern formation in a thin layer of sediment. Marine Geology 376:39–50
9. Brownlie WR (1981) Prediction of flow depth and sediment discharge in open channels. Tech Rep KH-R-43A California Institute of Technology, Pasadena, California
10. Carling P, Golz E, Orr H, Radecki-Pawlik A (2000) The morphodynamics of fluvial sand dunes in the river rhine, near mainz, germany. i. sedimentology and morphology. Sedimentology 47(1):227–252

11. Carling P, Williams J, Golz E, Kelsey A (2000) The morphodynamics of fluvial sand dunes in the river rhine, near mainz, germany. ii. hydrodynamics and sediment transport. Sedimentology 47(1):253
12. Charru F (2006) Selection of the ripple length on a granular bed sheared by a liquid flow. Physics of fluids 18(12):121508
13. Charru F, Andreotti B, Claudin P (2013) Sand ripples and dunes. Annual Review of Fluid Mechanics 45:469–493
14. Claude N, Rodrigues S, Bustillo V, Bréhéret JG, Macaire JJ, Jugé P (2012) Estimating bedload transport in a large sand–gravel bed river from direct sampling, dune tracking and empirical formulas. Geomorphology 179:40–57
15. Coleman S, Nikora V (2011) Fluvial dunes: initiation, characterization, flow structure. Earth Surface Processes and Landforms 36(1):39–57
16. Colombini M, Stocchino A (2011) Ripple and dune formation in rivers. Journal of Fluid Mechanics 673:121–131
17. Doré A (2015) Modélisation de l'évolution morphodynamique des dunes sous-marines. PhD thesis, Université de Bordeaux, France
18. 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
19. Durafour M (2014) Dynamique sédimentaire en zone côtière dans le cas de sédiments hétérogènes: application au domaine côtier haut-normand. PhD thesis, Université du Havre, France, 260 pp
20. Durafour M, Jarno A, Le Bot S, Lafite R, Marin F (2015) Bedload transport for heterogeneous sediments. Environmental Fluid Mechanics 15(4):731–751
21. Engelund F, Fredsoe J (1982) Sediment ripples and dunes. Annual Review of Fluid Mechanics 14(1):13–37
22. Fernandez Luque R, Van Beek R (1976) Erosion and transport of bed-load sediment. Journal of hydraulic research 14(2):127–144
23. Ferret Y (2011) Morphodynamique des dunes sous-marines en contexte de plate-forme mgatidale (manche orientale). approche multi-échelles spatio-temporelles. PhD thesis, Université de Rouen, France, 305 pp
24. Ferret Y, Le Bot S, Tessier B, Garlan T, Lafite R (2010) Migration and internal architecture of marine dunes in the eastern english channel over 14 and 56 year intervals: the influence of tides and decennial storms. Earth Surface Processes and Landforms 35(12):1480–1493
25. Flemming B (2000) A revised textural classification of gravel-free muddy sediments on the basis of ternary diagrams. Continental shelf research 20(10-11):1125–1137
26. Florez JEC, Franklin EM (2016) The formation and migration of sand ripples in closed conduits: Experiments with turbulent water flows. Experimental Thermal and Fluid Science 71:95–102
27. Folk RL (1954) The distinction between grain size and mineral composition in sedimentary-rock nomenclature. The Journal of Geology 62(4):344–359
28. Franklin EM, Charru F (2011) Subaqueous barchan dunes in turbulent shear flow. part 1. dune motion. Journal of Fluid Mechanics 675:199–222
29. Guy HP, Simons DB, Richardson EV (1966) Summary of alluvial channel data from flume experiments, 1956-61. US Government Printing Office
30. Kennedy JF (1963) The mechanics of dunes and antidunes in erodible-bed channels. Journal of Fluid mechanics 16(4):521–544

31. Kleinhans MG, van Rijn LC (2002) Stochastic prediction of sediment transport in sand-gravel bed rivers. Journal of hydraulic engineering 128(4):412–425
32. Lane E, Carlson E (1954) Some observations on the effect of particle shape on the movement of coarse sediments. Eos, Transactions American Geophysical Union 35(3):453–462
33. Le Bot S, Trentesaux A (2004) Types of internal structure and external morphology of submarine dunes under the influence of tide-and wind-driven processes (dover strait, northern france). Marine Geology 211(1-2):143–168
34. Mazzuoli M, Kidanemariam AG, Blondeaux P, Vittori G, Uhlmann M (2016) On the formation of sediment chains in an oscillatory boundary layer. Journal of Fluid Mechanics 789:461–480
35. Meyer-Peter E, Müller R (1948) Formulas for bed-load transport. In: IAHSR 2nd meeting, Stockholm, appendix 2, IAHR
36. Nielsen P (1992) Coastal bottom boundary layers and sediment transport, Advanced series on ocean engineering, vol 4. World Scientific Publishing Company
37. Nielsen P (2009) Coastal and estuarine processes, Advanced series on ocean engineering, vol 29. World Scientific Publishing Company
38. Nnadi FN, Wilson KC (1992) Motion of contact-load particles at high shear stress. Journal of Hydraulic Engineering 118(12):1670–1684
39. Porcile G, Blondeaux P, Vittori G (2017) On the formation of periodic sandy mounds. Continental Shelf Research 145:68–79
40. Rauen WB, Lin B, Falconer RA (2009) Modelling ripple development under non-uniform flow and sediment supply-limited conditions in a laboratory flume. Estuarine, Coastal and Shelf Science 82(3):452–460
41. Ribberink JS (1998) Bed-load transport for steady flows and unsteady oscillatory flows. Coastal Engineering 34(1-2):59–82
42. Seminara G (2010) Fluvial sedimentary patterns. Annual Review of Fluid Mechanics 42:43–66
43. Sleath JF (1984) Sea bed mechanics. John Wiley and Sons Inc., New York, NY
44. Soulsby R (1997) Dynamics of marine sands: a manual for practical applications. Thomas Telford
45. Soulsby RL, Whitehouse RJS, Marten KV (2012) Prediction of time-evolving sand ripples in shelf seas. Continental Shelf Research (38):47–62
46. Tuijnder A (2010) Sand in short supply: modelling of bedforms, roughness and sediment tansport in rivers under supply-limited conditions. PhD thesis, University of Twente, Nederlands
47. Tuijnder AP, Ribberink JS (2012) Experimental observation and modelling of roughness variation due to supply-limited sediment transport in uni-directional flow. Journal of hydraulic research 50(5):506–520
48. Tuijnder AP, Ribberink JS, Hulscher SJ (2009) An experimental study into the geometry of supply-limited dunes. Sedimentology 56(6):1713–1727
49. Vah M, Jarno A, Le Bot S, Marin F (2018) Experimental study on sediment supply-limited bedforms in a coastal context. In: Proc., 6th International Conference on Estuaries and Coasts, ICEC2018, Caen, France
50. Van Landeghem KJ, Uehara K, Wheeler AJ, Mitchell NC, Scourse JD (2009) Post-glacial sediment dynamics in the irish sea and sediment wave morphology: Data–model comparisons. Continental Shelf Research 29(14):1723–1736
51. Van Rijn LC (1982) Equivalent roughness of alluvial bed. Journal of the Hydraulics Division 108(10):1215–1218

52. Wiberg PL, Dungan Smith J (1989) Model for calculating bed load transport of sediment. Journal of hydraulic engineering 115(1):101–123
53. Wintenberger CL, Rodrigues S, Claude N, Jugé P, Bréhéret JG, Villar M (2015) Dynamics of nonmigrating mid-channel bar and superimposed dunes in a sandy-gravelly river (loire river, france). Geomorphology 248:185–204

4.2 Compléments sur le transport sédimentaire et les vitesses de migration

4.2.1 Calcul des incertitudes sur la valeur du transport sédimentaire mesurée

Pour le calcul du transport sédimentaire lors de chaque test, la somme des masses mesurées est prise en compte à partir de l'équilibre. De plus, l'avantage d'effectuer une sommation des mesures réalisées à partir de l'équilibre lors d'un test permet de s'affranchir des légères variations entre chaque mesure.

L'incertitude sur chaque mesure dépend de la qualité du prélèvement, de la précision de la balance et du temps entre deux mesures.

- Qualité du prélèvement : le sable est siphonné dans les trappes avec précaution et de manière à limiter au maximum les pertes de sable.
- Précision de la balance et de l'étalonnage de la mesure de masse : la balance a une précision au gramme près et la courbe d'étalonnage (voir chap. 2.4.4) donne la masse de sable sec à $\pm$ 4 grammes.

L'erreur sur les deux précédentes sources d'incertitude donne une incertitude pouvant être estimée à $\pm$ 6 grammes de sédiment pour chaque mesure.

- Temps d'acquisition : l'incertitude sur ce temps d'acquisition entre chaque arrêt de la pompe a été maximisée et est estimée à 1 minute.

Le temps entre chaque mesure est de 1h pour le Set M1, 30 min pour les sets M2, C1 et C2 et de 15 min pour les sets M3 et C3.

L'incertitude moyenne sur le transport est alors d'environ 2% pour le set M1, d'environ 4% pour les sets M2, C1 et C2, et d'environ 8% pour les sets M3 et C3. Ces valeurs sont satisfaisantes et permettent d'analyser une évolution significative du transport.

4.2.2 Évolution temporelle du transport sédimentaire

Le transport sédimentaire est mesuré lors de chaque arrêt de la pompe. L'équilibre est atteint très rapidement pour les tests en disponible limité ($< 1h$ dans la majorité des tests) et en 3h maximum dans les cas d'un disponible illimité pour une vitesse d'écoulement faible (Fig. 4.1). Pour le set M1, les tests en disponible infini ont des temps d'équilibre similaire pour les structures sédimentaires et le transport sédimentaire. Par contre, les tests en disponible limité présentent un temps d'équilibre plus petit dans le cas du transport sédimentaire que dans le cas des structures sédimentaires (set M1, $\delta = 0,5cm$, t_{eq}=4h30 pour les structures sédimentaires et $t_{eq} \simeq$ 2h pour le transport par charriage). Il n'est pas possible, dans nos expériences, de mesurer la valeur du transport sédimentaire à chaque instant et d'étudier de manière précise cette évolution temporelle.

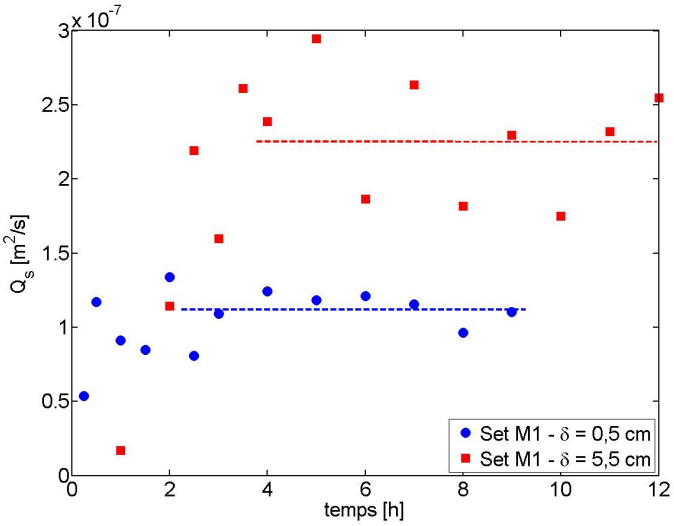

FIGURE 4.1 – Evolution temporelle du transport sédimentaire dimensionnel pour $\delta = 0,5cm$ et $\delta = 5,5cm$ pour le set M1. Les traits en pointillés représentent la valeur moyenne du transport sédimentaire dimensionnel à l'équilibre pour chacun des deux tests.

Il est néanmoins possible de constater que la variabilité du transport sédimentaire à l'équilibre est plus importante en disponible infini (Fig. 4.1, $\delta = 5,5cm$) qu'en disponible limité (Fig. 4.1, $\delta = 0,5cm$). Une explication possible à cette variabilité plus importante en disponible illimité qu'en disponible limité est le caractère 3D plus important des structures en disponible illimité par rapport aux structures obtenues en disponible limité.

4.2.3 Transport sédimentaire dimensionnel en fonction du disponible sédimentaire

La figure 4.2 montre le transport sédimentaire dimensionnel à l'équilibre pour chaque test en fonction de l'épaisseur sédimentaire initiale.

On observe que les résultats obtenus sont similaires pour les trois sets qui ont été effectués avec la même vitesse débitante, $U = 0,45m/s$ (M2, C1 et C2), et ce malgré la différence de hauteur d'eau pour le set C1 ($d = 0,195m$), la différence de sédiment utilisée entre le set M et les sets C ainsi que le type de structures présentes (rides pour le set M2 et dunes pour les sets C1 et C2). Un résultat similaire est observé pour le transport sédimentaire dimensionnel mesuré pour les sets M3 et C3 réalisés avec une vitesse débitante, $U = 0,55m/s$.

Dans nos expériences, le transport sédimentaire dimensionnel semble varier de la même manière pour une vitesse débitante donnée et ce indépendamment du diamètre médian du sable utilisé et du type de structure sédimentaire au fond.

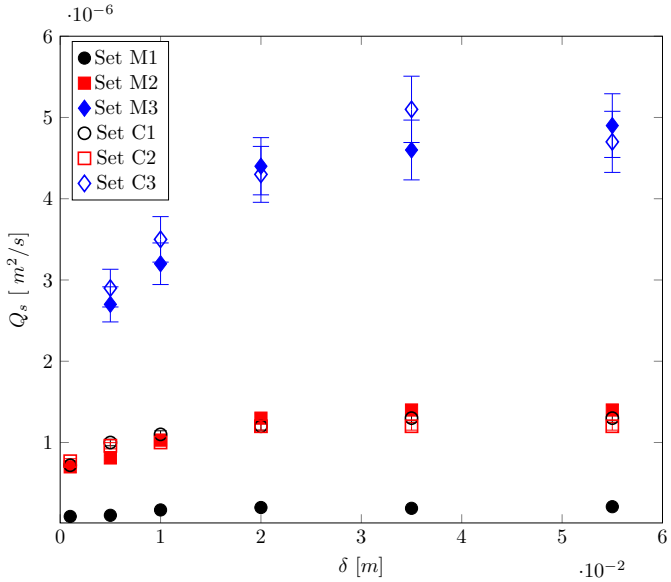

FIGURE 4.2 – Transport sédimentaire dimensionnel à l'équilibre en fonction du disponible sédimentaire.

4.2.4 Vitesse de migration dimensionnelle en fonction du disponible sédimentaire

La figure 4.3 montre la vitesse de migration dimensionnelle à l'équilibre pour chaque test en fonction de l'épaisseur sédimentaire initiale.

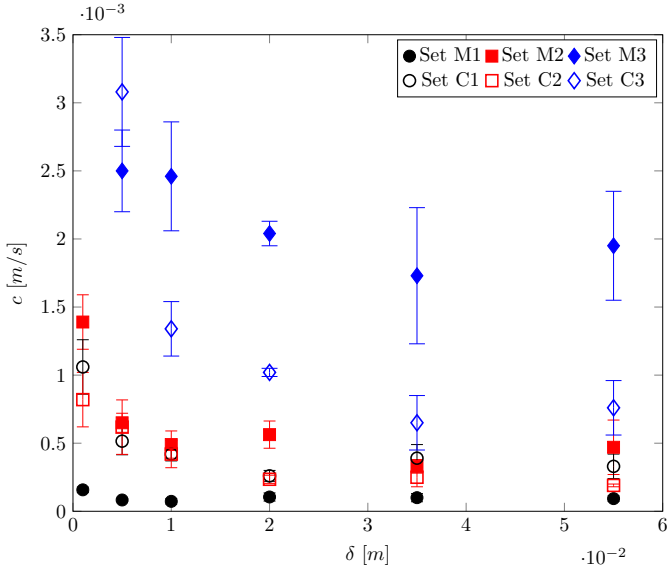

FIGURE 4.3 – Vitesse de migration dimensionnelle à l'équilibre en fonction du disponible sédimentaire.

On observe que la vitesse de migration décroit quand l'épaisseur sédimentaire augmente. Ceci peut s'expliquer par la conservation de la masse due à l'augmenta-

tion de la hauteur des structures sédimentaires avec l'augmentation du disponible sédimentaire (Bagnold 1941 [8]).

De plus, la vitesse de migration dimensionnelle est comparable pour les sets M2, C1 et C2 qui ont été réalisés avec la même vitesse débitante pour l'écoulement ($U = 0,45m/s$). Ce résultat avait aussi été constaté pour le transport sédimentaire dimensionnel. Néanmoins, contrairement au cas du transport sédimentaire dimensionnel, les vitesses de migration mesurées pour les sets M3 et C3 sont différentes.

4.3 Conclusions

L'étude expérimentale du transport sédimentaire par charriage a permis d'obtenir les conclusions suivantes :

- le transport sédimentaire dimensionnel par charriage donne des valeurs similaires, pour une épaisseur sédimentaire donnée, pour les tests réalisés avec une même vitesse débitante et ce quelque soit le sédiment considéré. Néanmoins ce constat n'est vérifiable que pour les conditions des tests réalisés et ne peut pas être généralisé.
- le transport sédimentaire adimensionnel en disponible infini peut être modélisé par une loi du type Meyer-Peter et Müller 1948 [68] avec un pré-facteur cohérent avec la gamme de valeur de $\theta' - \theta_c$ considérée dans les expériences.
- la formulation de Tuijnder 2010 [100] pour le transport sédimentaire par charriage en disponible limité a été étendue au cas côtier et au cas des rides (Eq.19).

Les résultats des vitesses de migration des structures sédimentaires acquises lors des tests en disponible infini ainsi qu'une ré-analyse des données in-situ de Ferret 2011 [46], des données in-situ en mer et en rivière et des données en canal ont permis d'obtenir les résultats suivants :

- la vitesse de migration adimensionnelle montre deux comportements différents en fonction de la valeur de $\theta' - \theta_c$ avec un seuil trouvé pour $\theta' - \theta_c = 0,1$. Ce seuil correspond à un changement dans le mode de transport dominant (charriage en dessous du seuil et suspension au dessus).
- une nouvelle formulation pour la vitesse de migration adimensionnelle en dessous de ce seuil a aussi été proposée.

En disponible limité, la vitesse de migration diminue quand le disponible sédimentaire augmente, ce qui s'explique par conservation de la masse dûe à l'augmentation de la hauteur des structures avec le disponible (Bagnold 1941 [8]). Une formulation pour la vitesse de migration adimensionelle en fonction du disponible a été proposée en fonction de $1/(1-p)$ (Eq. 23) où p correspond à la fraction surfacique du fond non-recouverte par des sédiments mobilisables.

Concernant la partie au dessus du seuil et donc avec un transport par suspension dominant, il n'y a pas assez de données in-situ et aucune donnée en canal, ce qui ne permet pas de conclure.

Chapitre 5

Seuils de mise en mouvement en fonction du disponible sédimentaire et de la rugosité du fond

Plan du chapitre

5.1 Définition des seuils de mise en mouvement considérés . . . 112
5.2 Conditions expérimentales . . . 113
5.2.1 Caractéristiques des sables utilisés . . . 113
5.2.2 Caractéristiques des verres rugueux utilisés . . . 115
5.2.3 Dispositif pour la détection des seuils de mise en mouvement 116
5.2.4 Procédure des tests . . . 117
5.3 Méthodes de détection des seuils . . . 119
5.3.1 Méthode 1 : méthode par différentiel d'images . . . 119
5.3.2 Méthode 2 : méthode par corrélation d'images . . . 121
5.3.3 Comparaison des deux méthodes . . . 126
5.4 Résultats sur les seuils de mise en mouvement . . 128
5.4.1 Résultats qualitatifs - impact de la rugosité et du disponible sédimentaire . . . 128
5.4.2 Comparaison avec la littérature en disponible illimité . . . 130
5.5 Conclusions . . . 131

Ce chapitre constitue une étude préliminaire sur les seuils de mise en mouvement.

Le seuil de mise en mouvement des sédiments a un impact sur le transport sédimentaire, la vitesse de migration ainsi que sur les caractéristiques du lit sédimentaire (chapitres 3 et 4). La détermination de ce seuil de mise en mouvement apparait donc comme primordiale et a fait l'objet de nombreuses études depuis les travaux initiaux de Shields en 1936 [91]. Les études présentes dans la littérature ont pour objectif de déterminer ce seuil dans des cas de disponible sédimentaire infini. Les méthodes utilisées pour la détermination de ce seuil sont le plus souvent visuelles et conduisent donc à des estimations subjectives. D'autres sont basées sur une extrapolation du transport sédimentaire à une valeur faible ou nulle (Chap. 1). Par ailleurs, la définition du seuil de mise en mouvement peut aussi varier en fonction des auteurs (Chap 1).

Visuellement deux seuils de mise en mouvement ont été définis, le premier correspondant à la mise en mouvement du premier grain et le second à un mouvement continu et homogène des grains. Les objectifs de ce chapitre sont de proposer une méthode de détermination automatique de ces deux seuils de mise en mouvement ainsi que d'étudier l'impact du disponible sédimentaire et de la rugosité du fond sur ces seuils.

Pour cette étude, un total de 448 tests ont été réalisés pour quatre sables différents et plusieurs épaisseurs du lit sédimentaire. Deux méthodes ont ensuite été développées de manière à obtenir les seuils de mise en mouvement pour chacun des tests. Une comparaison des deux méthodes ainsi que les avantages et les limitations de chacune des méthodes sont proposés. Une étude en fonction de l'épaisseur sédimentaire et de la rugosité du fond immobile ainsi qu'une comparaison avec des études en disponible infini est ensuite effectuée.

5.1 Définition des seuils de mise en mouvement considérés

Il est important de définir précisément les seuils de mise en mouvement que l'on va considérer lors de cette étude (Paintal 1971 [76] ; Buffington et Montgomery 1997 [18]).

Lorsque le courant est très faible, aucun mouvement n'est observé. Si l'on continue à augmenter la vitesse du courant et donc à augmenter les contraintes au fond, on observe que le déplacement du premier grain de sable va se produire. Il s'agit d'un seuil ponctuel (Seuil A) (Fig. 5.1). Ce seuil, bien que correspondant au premier mouvement du lit sédimentaire, n'est pas significatif pour le transport sédimentaire. En effet, pour cette contrainte seuil, le transport sédimentaire est négligeable et le peu de mouvement des grains ne permet pas, même après un temps long, de former

des structures sédimentaires.

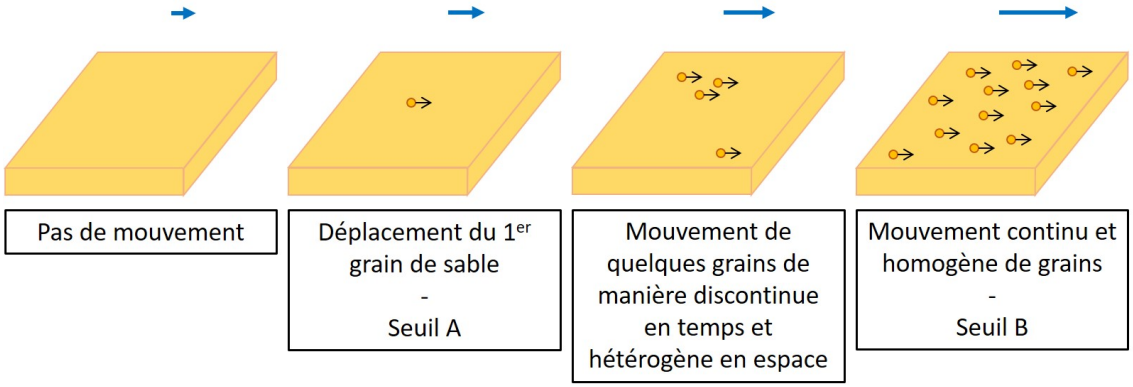

FIGURE 5.1 – Schéma des différentes configurations de mobilité du fond sédimentaire observées lors des différents seuils.

Un second seuil peut être déterminé pour un courant plus fort. Ce seuil, noté B, correspond au moment à partir duquel le mouvement des grains est continu et homogène dans l'espace (Fig. 5.1). Le transport sédimentaire résultant n'est alors plus nul mais prend une valeur très faible. Il n'est pas quantifié dans les expériences menées dans cette thèse.

Entre ces deux seuils, on observe un mouvement de grains par bouffées de manière discontinue dans le temps et dans l'espace. Cette configuration entre les deux seuils correspond à une phase où la turbulence a un rôle prépondérant dans le mouvement des grains et dans la mise en mouvement d'une population de grains hétérogènes en taille.

Les méthodes de détection développées lors de cette thèse ont pour objectif la détermination des seuils de mise en mouvement A et B.

5.2 Conditions expérimentales

5.2.1 Caractéristiques des sables utilisés

Les tests de seuils de mise en mouvement ont été réalisés avec 4 sables différents. Ils ont été choisi pour répondre à plusieurs objectifs : comprendre l'influence de la taille des grains, d'une faible hétérogénéité en taille et de la présence de coquilles.

Les sables S_{119}, S_{328} et S_{358} proviennent de différentes carrières (Nemours, Hostun et Criquebeuf-sur-Seine respectivement) (Fig. 5.2, Tableau 5.1). Le sable $S_{353/0,39}$ provient de la plage de Houlgate dans le Calvados et contient 39% de coquilles (Fig. 5.2, Tableau 5.1). La fraction de coquilles a été obtenue par un traitement à l'acide chlorhydrique réalisé par Ellynn Bouvet, doctorante au LOMC, dans le cadre de sa thèse.

Les courbes granulométriques de ces 4 sables ont été obtenues par tamisage (voir 2.3.1) et sont données dans la figure 5.3.

FIGURE 5.2 – Photos des différents sables considérés pour l'étude des seuils de mise en mouvement. De gauche à droite : S_{119}, S_{328}, S_{358} et $S_{353/0,39}$.

TABLE 5.1 – Caractéristiques des sables utilisés pour les tests de seuil de mise en mouvement

	S_{119}	S_{328}	S_{358}	$S_{353/0,39}$
Origine des sédiments	Nemours	Hostun	Criquebeuf-sur-Seine	Houlgate
D_{50} [μm]	119	328	358	353
σ_g^2 [-]	1.1	1.4	2.2	2.1
fraction de coquilles [-]	0	0	0	0.39
Nombre de grains caractérisés	61	311	453	181
Circularité	0.72	0.63	0.71	0.66
Arrondi	0.67	0.59	0.68	0.64
Élongation	0.66	0.59	0.67	0.65
Rugosité	1.01	0.99	1.00	1.01

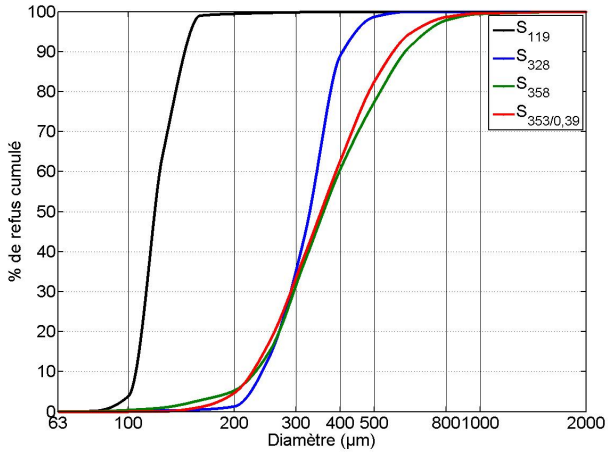

FIGURE 5.3 – Courbes granulométriques pour les 4 sables considérés : S_{119}, S_{328}, S_{358} et $S_{353/0,39}$.

Un morphogranulomètre laser a aussi été utilisé pour obtenir les caractéristiques morphologiques des grains pour les différents sables (voir Chap. 2). L'appareil utilisé ne permettant pas l'étude de sédiments de diamètre supérieur à $500\mu m$, seuls les fractions sédimentaires inférieurs à ce diamètre ont été analysées pour les sables S_{358}

et $S_{353/0,39}$. Pour ces deux sables, la forme des grains des 20% les plus grossiers n'a donc pas été étudiée. Le post-traitement des images a été effectué grâce au logiciel ImageJ (voir Chap. 2). Par ailleurs, plusieurs facteurs de formes 2D ont été utilisés pour comparer les différents sables : la circularité, l'arrondi, l'élongation ainsi que la rugosité des bords des grains (voir Chap. 1.2.3 pour la définition des paramètres morphologiques) (Tableau 5.1).

Bien que le nombre de grains étudié soit relativement faible pour une parfaite représentation statistique des différents sables et que seules les fractions inférieures à 500μm aient pu être testées, il existe finalement peu de différence entre les différents sables utilisés pour l'étude, on constate que sur les échantillons étudiés, différentes comparaisons pourront être faites, bien qu'il soit très difficile de rendre totalement indépendants les paramètres à étudier. Dans la gamme de sables considérée, D_{50} varie de $119\mu m$ à $358\mu m$. Si l'on souhaite tester l'influence du D_{50}, on peut choisir les sables S_{119} et S_{328} qui présentent environ la même hétérogénéité. La comparaison entre un sable coquillier avec un sable de carrière non coquillier ayant des diamètres médians très proches et une hétérogénéité comparable est possible en considérant les sables $S_{353/0,39}$ et S_{358}. L'influence d'une faible hétérométrie est testée à travers la comparaison entre les sables S_{328} et S_{358}. En effet, bien qu'ils n'aient pas le même diamètre médian, ceux-ci restent proches.

5.2.2 Caractéristiques des verres rugueux utilisés

Afin de faire varier la rugosité du fond immobile, trois types de verres rugueux ont été utilisés (Fig. 5.4). Les 3 verres sont des verres commerciaux dont la rugosité est homogène et sans direction privilégiée.

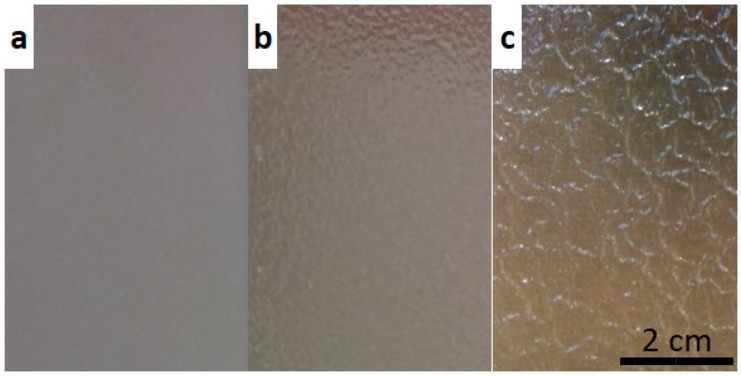

FIGURE 5.4 – Les 3 types de verres rugueux utilisés : a) Dépoli ; b) Granité ; c) Imprimé 77.

Les verres ont les caractéristiques suivantes :

– Verre dépoli : c'est un verre rugueux au toucher. La rugosité de ce verre peut être estimée à environ quelques micromètres, il en résulte une micro-rugosité en surface (Fig. 5.4a). La rugosité est très nettement inférieure à la taille des grains.

– Verre granité : c'est un verre d'aspect lisse au toucher mais présentant une rugosité dont la forme reproduit l'aspect du granite (Fig. 5.4b). La hauteur entre les creux et les points les plus hauts est d'environ 0,4mm (mesure réalisée à l'aide d'un pied à coulisse). Cette rugosité est proche de la taille des grains considérés.
– Verre imprimé 77 : c'est un verre d'aspect lisse au toucher mais présentant la plus grande rugosité des trois verres considérés (Fig. 5.4c). La hauteur entre les creux et les points les plus hauts est d'environ 1,7mm. La rugosité est supérieure à la taille des grains de sable utilisés pour l'étude.

5.2.3 Dispositif pour la détection des seuils de mise en mouvement

De manière à pouvoir détecter les seuils de mise en mouvement, une caméra haute résolution Basler Ace2040-180km équipée d'un objectif de 55mm est placée latéralement au canal avec un angle d'inclinaison d'environ 45 degrés en $x = 6,5m$ de manière à voir le centre du canal (Fig. 5.5). La surface vue par la caméra est de l'ordre de 15x15cm. La caméra ayant un nombre de pixels de 2048 par 2032, la résolution ainsi obtenue est d'environ 70μm/pix, soit inférieure au diamètre des sables utilisés.

FIGURE 5.5 – Caméra haute résolution Basler Ace2040-180km et les spots d'éclairage positionnés latéralement par rapport à la veine d'essai pour la détection des seuils de mise en mouvement.

L'angle d'inclinaison de la caméra n'a pas été fixé précisément et à parfois été modifié entre les tests. La mise au point doit être faite de manière à voir nettement au moins les 2/3 de l'image. En effet, lors du post-traitement seule la partie nette de l'image permettra de visualiser le mouvement des grains et donc plus cette zone sera grande et plus la mesure sera précise. Trois spots LED (un de chaque côté de la caméra et un de l'autre côté du canal) de 50W assurent un éclairage homogène de la zone d'acquisition. La fréquence d'acquisition des images est de 2 Hz.

L'acquisition des images est possible grâce à l'utilisation de trois logiciels différents : Matrox Intellicam qui pilote la carte graphique, Pylon 5 permettant de

régler les paramètres d'acquisition et Streampix 5 MultiCam pour l'enregistrement des images.

5.2.4 Procédure des tests

Les tests réalisés lors de cette étude sur les seuils de mise en mouvement ont été acquis dans le même canal expérimental que celui pour les tests des chapitres 3 et 4 dont les détails sont donnés dans la partie 2.1 (Fig. 5.6). Le débitmètre à ultrasons (chap. 2.1) situé dans la boucle de recirculation est utilisé pour l'enregistrement du courant à une fréquence de 1Hz (Fig. 5.6). La hauteur d'eau au dessus du lit sédimentaire est fixée à $d = 25cm$ pour l'ensemble des tests.

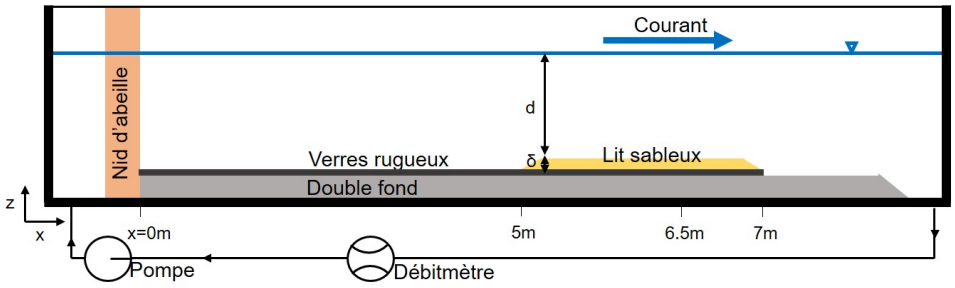

FIGURE 5.6 – Schéma du dispositif expérimental utilisé lors des expériences.

Un double fond en PVC de 7cm de hauteur est placé dans le fond du canal (Chap 2.1.3). Au dessus de ce double fond, des verres rugueux sont fixés sur une distance de 7m à partir du nid d'abeille (Fig. 5.6). Lors des tests, 3 types de verres rugueux ont été testés (Chap 5.2.2). La zone sableuse est placée entre $x = 5m$ et $x = 7m$ à l'aval du nid d'abeille. La caméra permettant l'acquisition des données (voir Chap. 5.2.3) est placée en $x = 6,5m$.

Au début de chaque test, le sable est étalé sur la zone voulue sur une épaisseur notée δ. Pour chacun des sables utilisés et chacune des rugosités du fond, 8 épaisseurs sédimentaires sont testées. Les épaisseurs sont mesurées au-dessus des crêtes des rugosités (Fig. 5.7b) des verres et varient entre $\delta = 1mm$ et $\delta = 10mm$ (δ =1, 2, 3, 4, 5, 6, 8 et 10 mm).

De plus, le cas de quelques grains dispersés sur le fond est aussi étudié. Il n'y a pas de continuité entre les grains. L'épaisseur moyenne de sable est donc proche de 0.

Pour la plus forte rugosité (voir 5.2.2), une épaisseur intermédiaire a aussi été testée (Fig. 5.7a). Pour ce cas, on a simplement rempli les rugosités sans dépasser les points hauts de celle-ci. Cette épaisseur est inférieure au millimètre en moyenne.

Une fois le sable étalé avec une précision au millimètre près et la hauteur d'eau au dessus du lit sédimentaire vérifiée, une phase d'accélération du courant est appliquée dans le canal.

Cette phase doit être suffisamment longue pour que les détections de mouvement des grains soient les plus précises possible et que cette phase n'influe pas sur les

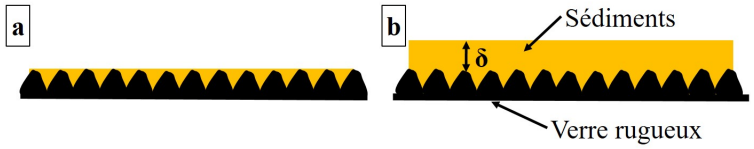

FIGURE 5.7 – Schéma des épaisseurs sableuses et de leurs mesures utilisées lors des tests.

résultats en augmentant trop rapidement la turbulence de l'écoulement. Néanmoins, plus la phase d'accélération est lente et plus le temps d'acquisition d'un test est long. Deux phases d'accélérations sont utilisées au cours des tests : une plus rapide et une plus lente. La plus lente est choisie pour l'ensemble des tests, c'est la phase nommée $a1$ (Fig. 5.8) et la plus rapide, nommée $a2$, va nous permettre de valider que la rampe d'accélération plus lente n'a pas d'influence sur les résultats de détection de seuil de mise en mouvement. Ces deux phases d'accélération sont linéaires et les droites de régression obtenues présentent des coefficients de régression supérieurs à 0,95.

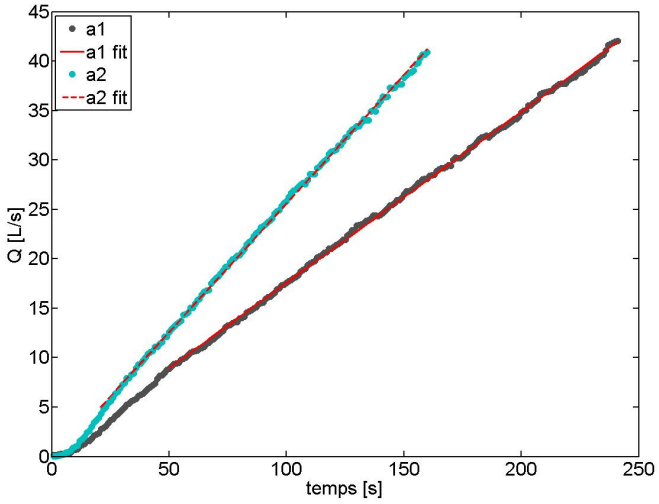

FIGURE 5.8 – Les deux phases d'accélération considérées lors des expériences.

Simultanément à l'acquisition de cette rampe d'accélération le mouvement des grains est enregistré avec une caméra haute résolution (voir 5.2.3).

Cette phase lente permet d'avoir une augmentation faible du courant entre chaque mesure d'acquisition du courant et des images à la fréquence de 1Hz et 2Hz respectivement.

Une fois que l'on est sûr que le seuil de mise en mouvement est dépassé - visible à l'œil par un mouvement très important de grain et d'un charriage non négligeable - le courant est stoppé. Avant le test suivant, le sable est mélangé puis ré-étalé. Cette action permet d'assurer une distribution granulométrique la plus constante possible

entre les tests.

De manière à obtenir les résultats les plus précis possibles et vérifier la reproductibilité des essais, pour chaque condition expérimentale, 4 tests identiques sont réalisés. Ceci permet d'obtenir pour chaque condition expérimentale, une valeur moyenne pour chaque seuil ainsi que l'écart-type de cette valeur.

5.3 Méthodes de détection des seuils

Pour la détection des seuils de mise en mouvement décrits précédemment, deux méthodes différentes sont développées et comparées. L'objectif est de déterminer les différents seuils de manière la plus automatisée possible en minimisant le jugement humain.

La première méthode (méthode 1) consiste à déterminer les seuils en effectuant des différentiels d'images acquises. La deuxième méthode (méthode 2) est basée sur la corrélation d'images.

5.3.1 Méthode 1 : méthode par différentiel d'images

Lors de la réalisation des tests de mise en mouvement, une série d'images a été extraite à une fréquence de 2Hz. Pour chaque test, la procédure concernant la détermination des seuils est la même et est effectuée avec le logiciel MATLAB.

Tout d'abord, les images sont transformées en matrices avec pour valeur de chaque indice, le niveau de gris du pixel correspondant. Les matrices I successives sont notées I_m. Pour chaque itération successive, une différence entre les matrices m et $m+1$ est effectuée :

$$D_m = \mid I_{m+1} - I_m \mid \quad \text{pour} \quad m \geq 0 \tag{5.1}$$

Pour chaque matrice D_m obtenue, on extrait la valeur maximale de l'ensemble des coefficients (Fig. 5.9). Une valeur basse de l'ordre de 15 sur l'échelle des niveaux de gris, résulte du bruit ambiant lors de l'acquisition des images (variations d'éclairage, bruit numérique, particules dans l'eau,...). Au contraire, une valeur importante résulte d'un mouvement de grains, et donc se traduit par une variation significative du niveau de gris entre deux images successives. Le premier saut significatif dans la valeur du maximum d'intensité détecté entre deux matrices D_m (Fig. 5.9) correspond au seuil A (seuil correspondant au mouvement du premier grain). Le bruit moyen est estimé en calculant la moyenne des valeurs maximales de D_m pour $m <$ seuil A.

Cette première étape, ne permet pas de déterminer le seuil à partir duquel le mouvement des grains est continu. En effet, la valeur maximale de D_m en fonction de m permet seulement de déterminer s'il y a eu un mouvement ou non, mais ne permet pas de quantifier le nombre de grains ayant bougé. Pour cette détermination,

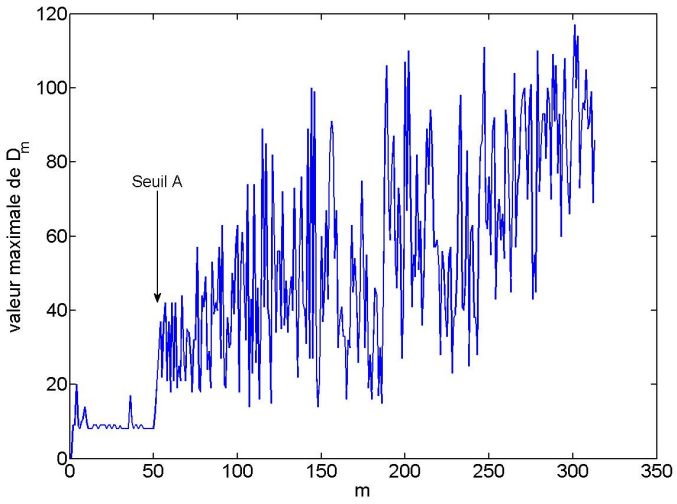

FIGURE 5.9 – Valeur maximale des coefficients de D_m en fonction de m.

toutes les valeurs des matrices $D_m <$ bruit sont par la suite considérées comme valant 0. Le nombre de termes non nuls de chaque matrice D_m est ensuite tracé en fonction de m (Fig. 5.10). Le signal obtenu étant très bruité, de manière à faciliter la détection du seuil B, une moyenne mobile est effectuée en chaque point m sur les 10 valeurs précédentes et les 10 suivantes. Ce seuil à $\pm$ 10m utilisé pour la moyenne mobile a été optimisé pour permettre un lissage des petites variations et faciliter ainsi la détection du seuil B. Ce seuil se situe après la phase de mouvement par bouffées des grains, au lieu où la moyenne mobile passe d'une valeur faible à une valeur continûment croissante (Fig. 5.10). Cette détermination n'est pas automatisée et s'effectue manuellement. Il n'est pas possible de passer du nombre de termes non nuls au nombre de grains moyens en mouvement car les grains interviennent dans plusieurs termes et se chevauchent, ce qui empêche un comptage facile. Un intérêt de la méthode est justement d'éviter le comptage de grains pour la détermination du seuil.

Les résultats obtenus via cette méthode de détermination des seuils de mise en mouvement sont comparés aux images prises lors des tests et à une détection "à l'œil". La concordance est très bonne et l'incertitude sur chaque seuil peut être évaluée à $\pm$ 4 images soit 2 secondes, ce qui équivaut à une incertitude d'environ 0,35L/s sur le débit seuil (pour la phase d'accélération $a1$). L'écart-type entre les résultats des tests réalisés dans les mêmes conditions étant nettement supérieur à cette incertitude ($\simeq 1L/s$), on la considérera comme négligeable par la suite.

Cette première méthode permet d'obtenir les seuils A et B de manière presque automatique, à l'exception de la détermination finale du seuil B. Le temps total de post-traitement peut être estimé à environ 3 min par test, en présence d'un opérateur. De plus, même si le jugement humain n'est pas prépondérant dans l'analyse des résultats, il reste quand même présent.

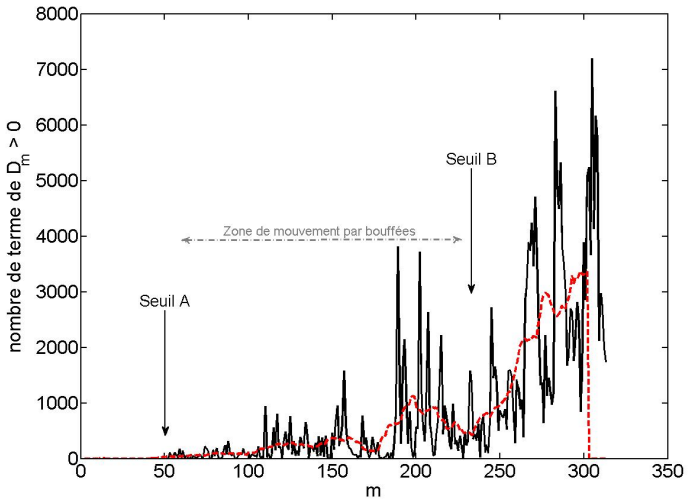

FIGURE 5.10 – Nombre de termes non nuls des matrices D_m en fonction de m. La ligne pointillée rouge correspond à la moyenne mobile sur $\pm 10m$.

5.3.2 Méthode 2 : méthode par corrélation d'images

La seconde méthode de détection des seuils de mise en mouvement développée dans cette thèse est une méthode basée sur la corrélation d'images.

Pour cela, une corrélation des images successives du test est effectuée avec la première image du test. Cette corrélation s'effectue en utilisant la fonction corr2 du logiciel Matlab.

La corrélation entre deux images (ici entre la première du test et la m-ième image) permet de quantifier la différence entre deux images. En effet un taux de corrélation égal à 1 signifie que les deux images sont identiques alors qu'un taux de corrélation égal à 0 signifie que les deux images sont totalement différentes.

La figure 5.11, montre un exemple du taux de corrélation obtenu en fonction du débit dans le canal pour un test réalisé avec le sable $S_{353/0,39}$ et une épaisseur sédimentaire de 10 mm. Pour des débits faibles, le taux de corrélation est constant mais différent de 1. Ceci s'explique, comme pour la méthode 1, par le fait que malgré l'absence de mouvement entre deux images, un bruit ambiant est présent Ce bruit est dû aux variations d'éclairage, au bruit numérique, aux particules dans l'eau,...

Quand le débit devient plus important, une chute du taux de corrélation est observée. Cette chute du taux de corrélation est relativement linéaire, ceci nous permet d'en faire un ajustement linéaire ($R^2 > 0,93$) :

$$Taux\ de\ décorrélation = a_{corr} * Q + b_c \tag{5.2}$$

avec :

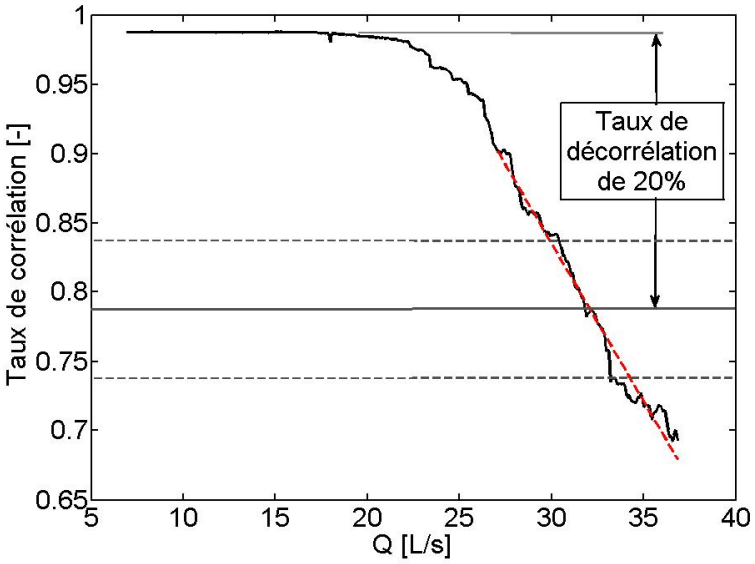

FIGURE 5.11 – Exemple de résultat obtenu pour le taux de corrélation en fonction du débit dans le canal. La ligne horizontale continue correspond à un taux de décorrélation de 20%. Les lignes en pointillés gris correspondent à un taux de décorrélation de 15 et 25% respectivement. La ligne en pointillés rouges correspond au meilleur ajustement linéaire de la zone de décroissance du taux de corrélation ($R^2 = 0,96$).

a_{corr} : coefficient directeur [s/L],
b_c : coefficient adimensionnel.

Cet ajustement linéaire est choisi de manière à avoir le meilleur ajustement linéaire.

Une valeur de a_{corr} est obtenue pour chaque test. Pour un sable donné, la valeur de a_{corr} est relativement constante pour $\delta \geq 1mm$ par contre elle varie pour chaque sable. La seule différence est observée dans le cas de grains éparses sur le fond. Pour chaque rugosité et pour chaque sable, deux valeurs moyennes de a_{corr} sont obtenues : une pour un disponible tel que $\delta \geq 1$ et une pour un disponible tel que $\delta < 1$ (Tab. 5.2).

Quelque soit le sable utilisé, la décroissance du taux de corrélation est plus forte quand la couverture sédimentaire est complète. Ce résultat était attendu car lorsque la couche sédimentaire est discontinue, les parties non recouvertes occupent la majorité de la zone mais ont un taux de corrélation fixe et donc ce taux reste proche de 1 au niveau de ces zones.

De plus, pour l'ensemble des sables, la valeur de a_{corr} est la plus faible pour le verre dépoli et la plus forte pour le verre granité 4mm. Une visualisation des images prises durant les tests (exemple avec le sable $S_{353/0,39}$, Fig. 5.12) permet d'en déduire que la luminosité des images mais aussi l'angle d'inclinaison de la caméra semble être à l'origine des différences dans la décroissance du taux de corrélation. En effet,

TABLE 5.2 – Valeur de a_{corr} pour chaque rugosité et chaque sédiment en fonction du disponible sédimentaire. Rappel des rugosités des verres : micro-rugosité pour le dépoli, 0,4mm pour le granité 4mm et 1,7mm pour le verre imprimé 77.

	S_{119}	S_{328}	S_{358}	$S_{353/0,39}$
a_{corr} (s/L) ($\delta < 1$)				
dépoli	-0,0005 ± 0,0004	-0,0015 ± 0,0004	-0,003 ± 0,002	-0,0004 ± 0,0001
granité 4mm	-0,004 ± 0,003	-0,005 ± 0,002	-0,006 ± 0,003	
imprimé 77	-0,008 ± 0,001	-0,008 ± 0,007	-0,008 ± 0,003	-0,004 ± 0,002
a_{corr} (s/L) ($\delta \geq 1$)				
dépoli	-0,004 ± 0,001	-0,019 ± 0,007	-0,009 ± 0,005	-0,012 ± 0,004
granité 4mm	-0,018 ± 0,007	-0,026 ± 0,004	-0,022 ± 0,006	-0,028 ± 0,008
imprimé 77	-0,012 ± 0,004	-0,024 ± 0,005	-0,022 ± 0,006	-0,023 ± 0,003

les réglages de la caméra ont été modifiés entre chaque changement de rugosité. Cette méthode n'est donc pas indépendante de ces paramètres contrairement à la méthode 1. Cependant, ceci ne remet pas en question l'utilisation de cette méthode mais nécessiterait pour obtenir des valeurs plus précises d'étudier l'impact de chaque paramètre.

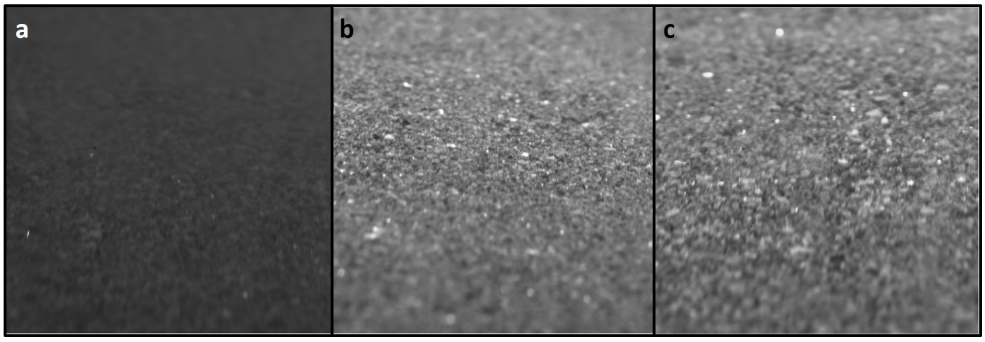

FIGURE 5.12 – Images prises lors des tests réalisés avec le sable $S_{353/0,39}$ pour une épaisseur de $\delta = 10mm$ avec les rugosités suivantes au fond : a) dépoli ; b) granité 4mm ; c) imprimé 77.

Dans la suite, les techniques de détermination des seuils A et B vont être développées successivement.

Seuil A :

Le seuil A qui correspond à la mise en mouvement du premier grain de sable, n'est pas toujours déterminable avec la méthode 2. Sur la figure 5.13, une chute

du taux de corrélation brutale est visible au niveau du seuil A, déterminé avec la méthode 1 sur la figure de gauche mais pas sur celle de droite.

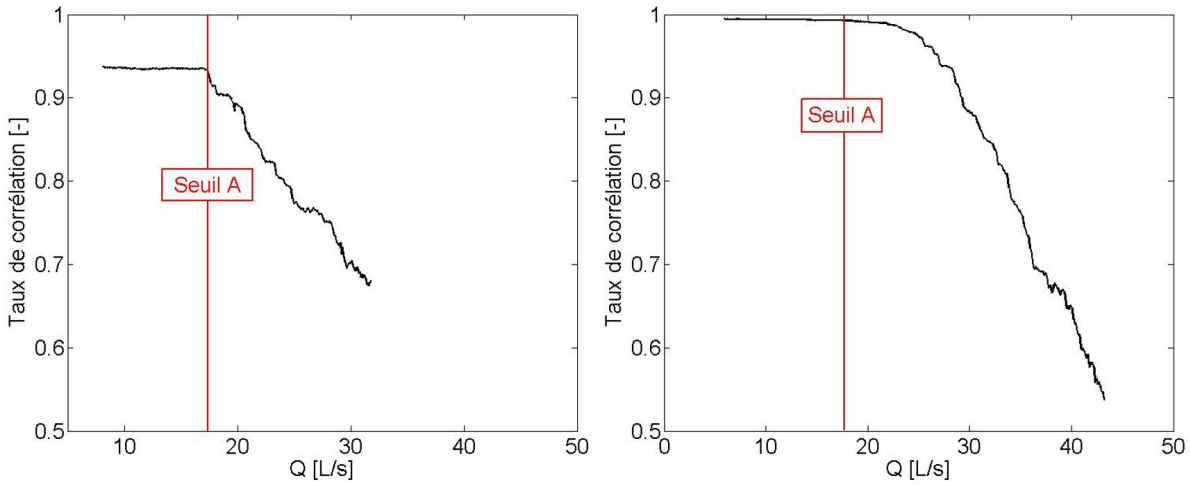

FIGURE 5.13 – Exemple de détermination du seuil A à partir du taux de corrélation en fonction du débit dans le canal. Gauche : test effectué avec le sable S_{119}. Droite : test effectué avec le sable $S_{353/0,39}$.

Le seuil A est détectable avec la méthode 2 uniquement pour les tests réalisés avec un sable très bien trié ($\sigma_g^2 < 1,3$). En effet, plus le sable a une granulométrie hétérogène et moins la première classe sédimentaire à se mettre en mouvement est importante et donc un plus petit nombre de grains se met en mouvement au moment du seuil A. Ce résultat n'est donc pas surprenant.

Seuil B :

Pour la détection du seuil B, nous avons choisi de fixer un taux de décorrélation identique pour tous les tests :

- La valeur du taux de corrélation dans les premiers instants (avant le début de la décroissance) est mesurée (Fig. 5.11).
- Un taux de décorrélation par rapport à cette valeur initiale est fixé à 20% pour la valeur médiane avec un écart type de ± 5% (Fig. 5.11).
- La valeur du débit seuil correspondant à ce taux de décorrélation est obtenue en considérant la régression affine de la chute de décorrélation.

La valeur de 20% a été choisie pour considérer une perte de corrélation significative sans qu'elle soit non plus trop grande. L'optimisation de ce paramètre n'a pas été effectuée.

Les valeurs de débit seuil dans le cas de quelques grains éparses sont aberrantes (Fig. 5.14). Ceci provient du plus faible taux de décroissance dans ce cas (Tab. 5.2) et donc une impossibilité de fixer un taux de décorrélation à 20%. Cette méthode ne

permet donc pas d'obtenir le seuil B pour une couche sableuse non continue, tout du moins avec la valeur de 20% du taux de décorrélation considérée.

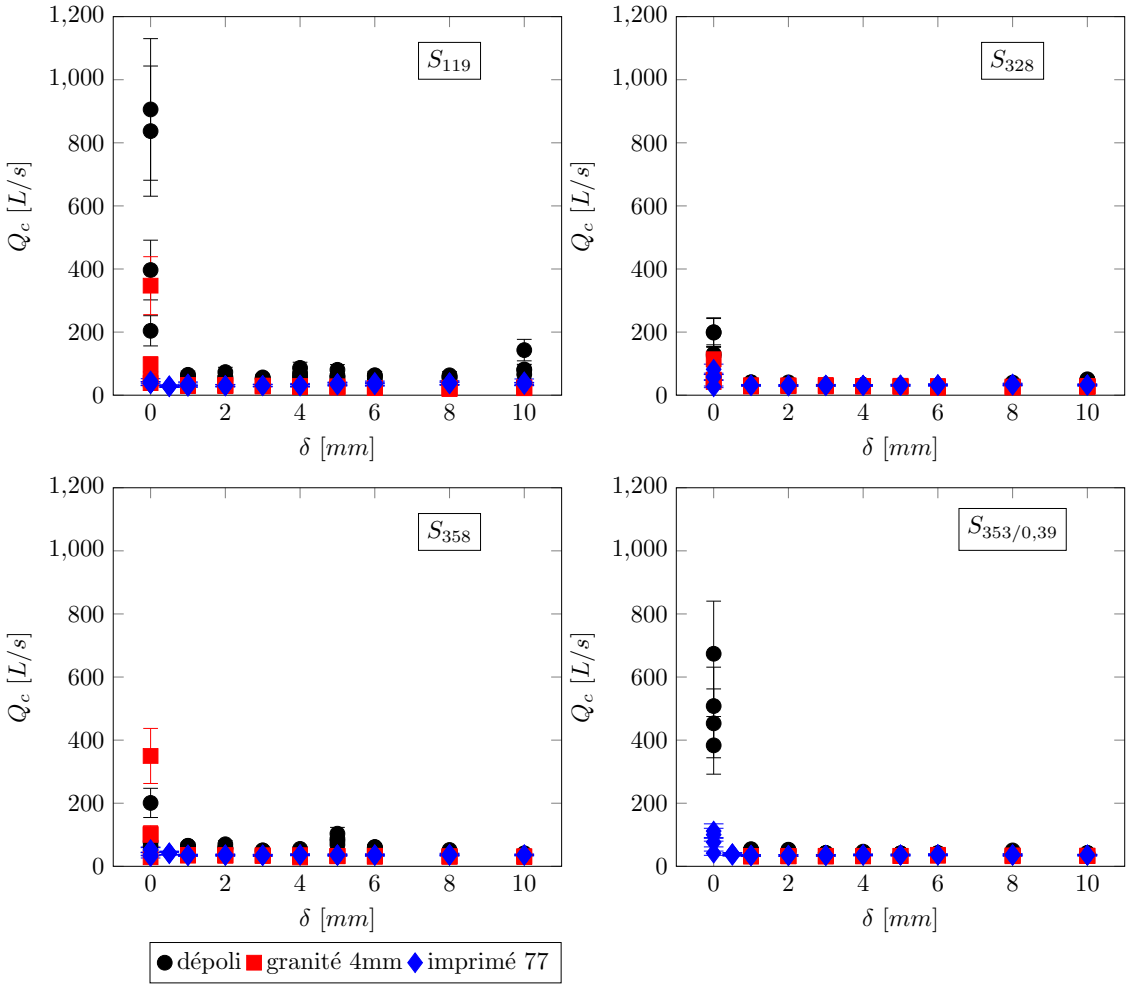

FIGURE 5.14 – Débit seuil en fonction de l'épaisseur sédimentaire initiale pour les quatre sables avec la méthode 2 pour le seuil B.

Si l'on considère maintenant seulement le cas des épaisseurs telles que $\delta \geq 1mm$, on retrouve la dépendance avec la valeur de a_{corr} (Fig. 5.15). De plus dans le cas du sable S_{119} avec le verre dépoli les résultats obtenus sont aussi trop importants (visuellement $Q_c \simeq 25L/s$ dans ce cas). Il en est de même pour les valeurs obtenues pour le sable S_{358} pour la même rugosité. Cette méthode est donc bien largement dépendante des conditions de tests. La variabilité du taux de décorrélation avec l'éclairage et l'angle d'inclinaison de la prise d'image rend difficile l'utilisation de la méthode 2 pour la détection des seuils de manière automatique. Il est en fait impossible de fixer un seuil constant.

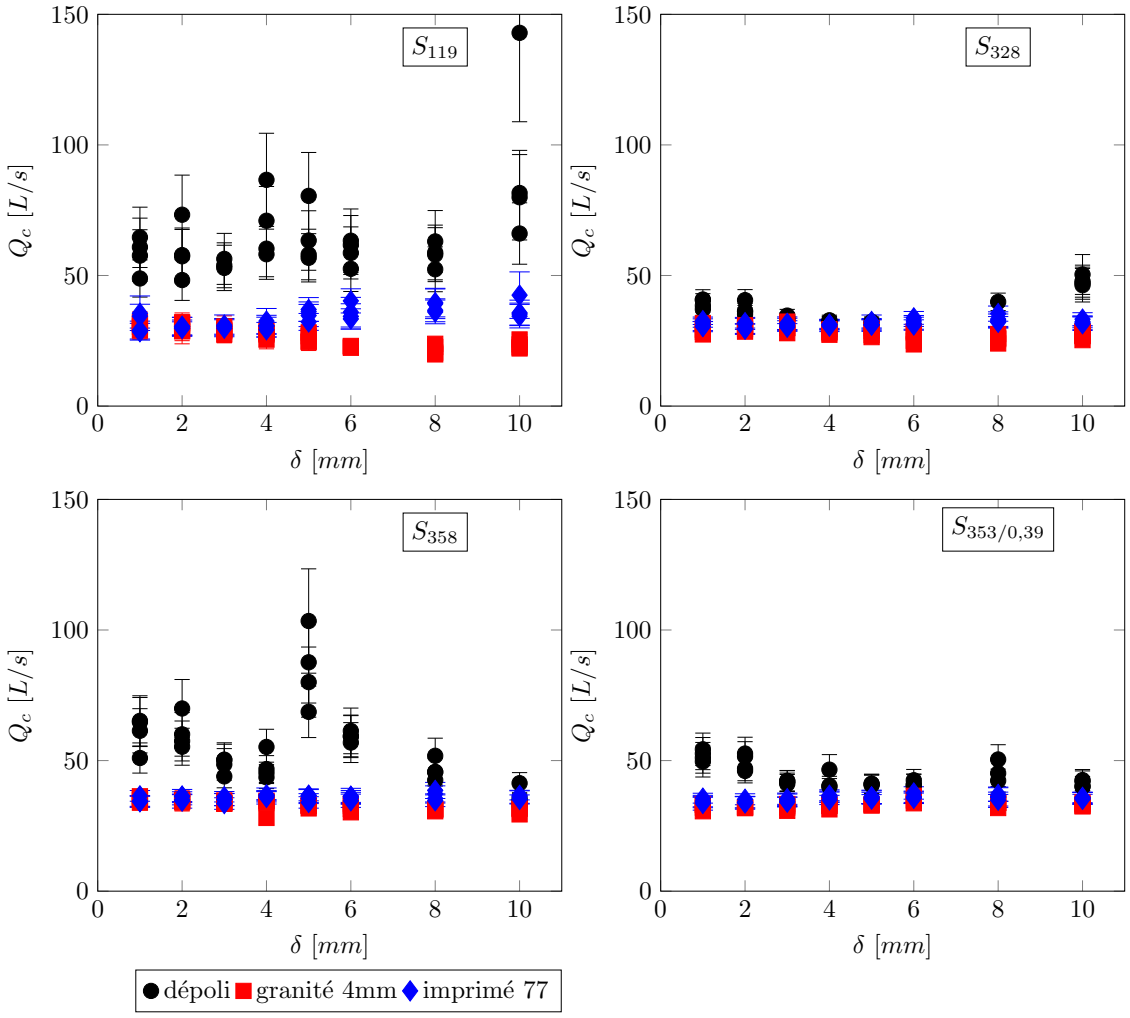

FIGURE 5.15 – Débit seuil en fonction de l'épaisseur sédimentaire ($\delta \geq 1mm$) initiale pour les quatre sables avec la méthode 2.

5.3.3 Comparaison des deux méthodes

Nous allons dans un premier temps comparer les résultats obtenus pour le seuil B avec les deux méthodes quand la couche sédimentaire est continue (Fig. 5.16).

La méthode 1 montre des résultats resserrés et sans dépendance avec la rugosité, ce qui est normal dans le cas du disponible infini. Nous pouvons aussi vérifier que la luminosité ou encore de l'angle de la caméra n'ont pas d'influence sur le résultat. La méthode 2, dans le cas des rugosités obtenues avec les verres granité 4 mm et imprimé 77 montre des valeurs proches de celle obtenues avec la méthode 1 alors qu'elles sont très éloignées pour le cas avec la rugosité obtenue avec le verre dépoli.

La méthode 2 permet donc d'obtenir une valeur du seuil B en prenant garde à bien définir le taux de décorrélation par rapport aux conditions expérimentales. De plus, cette méthode n'est pas applicable dans le cas d'une couche sédimentaire discontinue. Malgré tout, cette méthode 2 peut être totalement automatisée et le

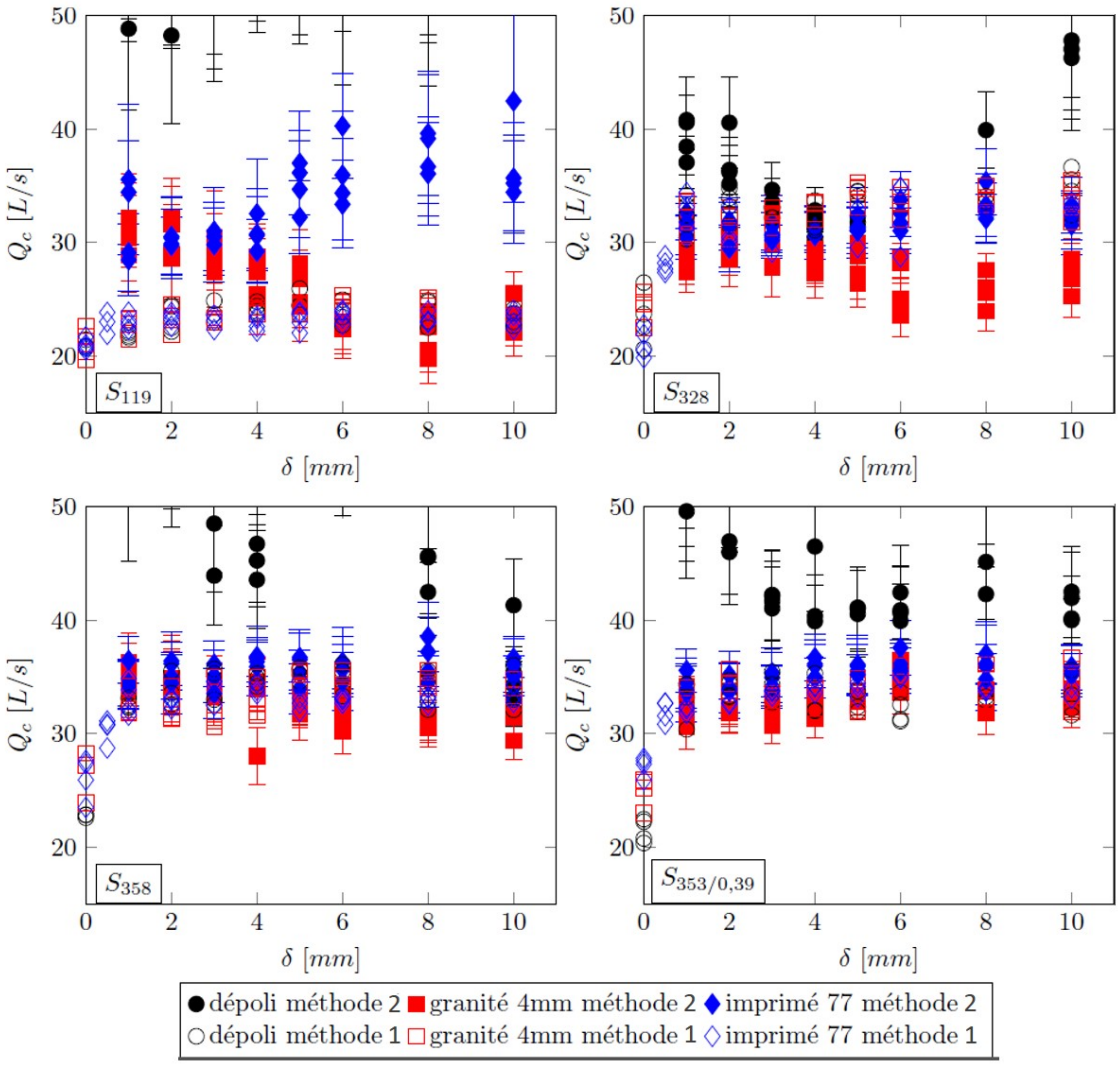

FIGURE 5.16 – Débit seuil en fonction de l'épaisseur sédimentaire pour les deux méthodes.

jugement humain n'intervient pas. La méthode 1 permet la détermination des seuils A et B dans tous les cas et pour toutes les configurations expérimentales considérées. Cette première méthode bien que relativement rapide ($\simeq$3 minutes pour l'acquisition et le post-traitement) nécessite cependant le jugement humain.

En conclusion, la méthode 2 permet d'obtenir un ordre d'idée de la valeur du seuil B et la méthode 1 permet d'obtenir une valeur plus précise malgré l'intervention du jugement humain. La méthode 2 pourrait probablement être optimisée en étudiant l'impact des différents paramètres, ceci n'a pas été possible durant cette thèse.

5.4 Résultats sur les seuils de mise en mouvement

Pour cette partie, nous avons choisi d'utiliser la méthode 1 pour l'évaluation des seuils. Les résultats sont traités de manière qualitative et sont aussi comparés avec des formules de la littérature en disponible infini.

Les résultats sont exprimés en utilisant le nombre de Shields plutôt que le débit seuil. Ce paramètre est en effet le plus couramment utilisé dans la littérature pour caractériser le seuil de mise en mouvement.

5.4.1 Résultats qualitatifs - impact de la rugosité et du disponible sédimentaire

Le calcul de θ_c est effectué en considérant la contrainte au fond avec $k_s = 2,5D_{50}$. La figure 5.17 permet de faire plusieurs observations qualitatives :

- La rugosité ainsi que l'épaisseur sédimentaire n'influent pas sur la valeur du seuil A qui correspond au départ des premiers grains. En effet, on n'observe aucune variation notable du seuil A pour chaque série.
- La valeur du Shields critique, pour le seuil B, est constante pour $\delta \geq 1mm$. La limitation du disponible, dès que la couche sédimentaire recouvre totalement le fond, n'a pas d'influence sur la valeur du seuil détectée. En effet, au moment où le seuil de mise en mouvement est atteint, seule la couche superficielle de sable subit l'action du courant et il n'y a donc que des contacts grain-grain. De plus, on observe que la rugosité du fond n'a pas d'influence dans ce cas sur le résultat. Ceci apparaît comme cohérent pour la même raison.
- Une diminution du nombre de Shields critique est observée, pour le seuil B, dans le cas où la couche sédimentaire n'est pas complète ($(\delta < 1mm)$. Dans le cas où seules les rugosités sont remplies de sédiment, la diminution est notable mais reste relativement faible exceptée pour le sable S_{328} pour la valeur du Shields critique vaut $\simeq 2/3$ de la valeur en disponible infini. Dans le cas des quelques grains de sable éparses au fond, la diminution de la valeur du Shields critique est beaucoup plus importante et ne dépend pas de la rugosité du fond.
- Les résultats obtenus avec les sables S_{358} et $S_{353/0,39}$ sont comparables. Nous n'observons donc pas d'impact des coquilles sur les deux seuils de mise en mouvement A et B. Ceci peut s'expliquer par la petite taille des coquilles présentes ($< 1mm$). De plus, elles ne sont pas présentes sous formes entières mais sous formes de petits morceaux, ce qui rend leurs formes 2D plus proches de celles des grains de sable (voir les paramètres de forme, Tab. 5.1).

L'absence d'impact de la rugosité du fond observé ici, pourrait permettre d'expliquer la concordance entre les résultats obtenus dans cette thèse et les résultats de Tuijnder et al. 2009 [102] et Tuijnder 2010 [100]. En effet, malgré une différence notable de rugosité entre ces expériences (cailloux de 13,6 mm de diamètre médian

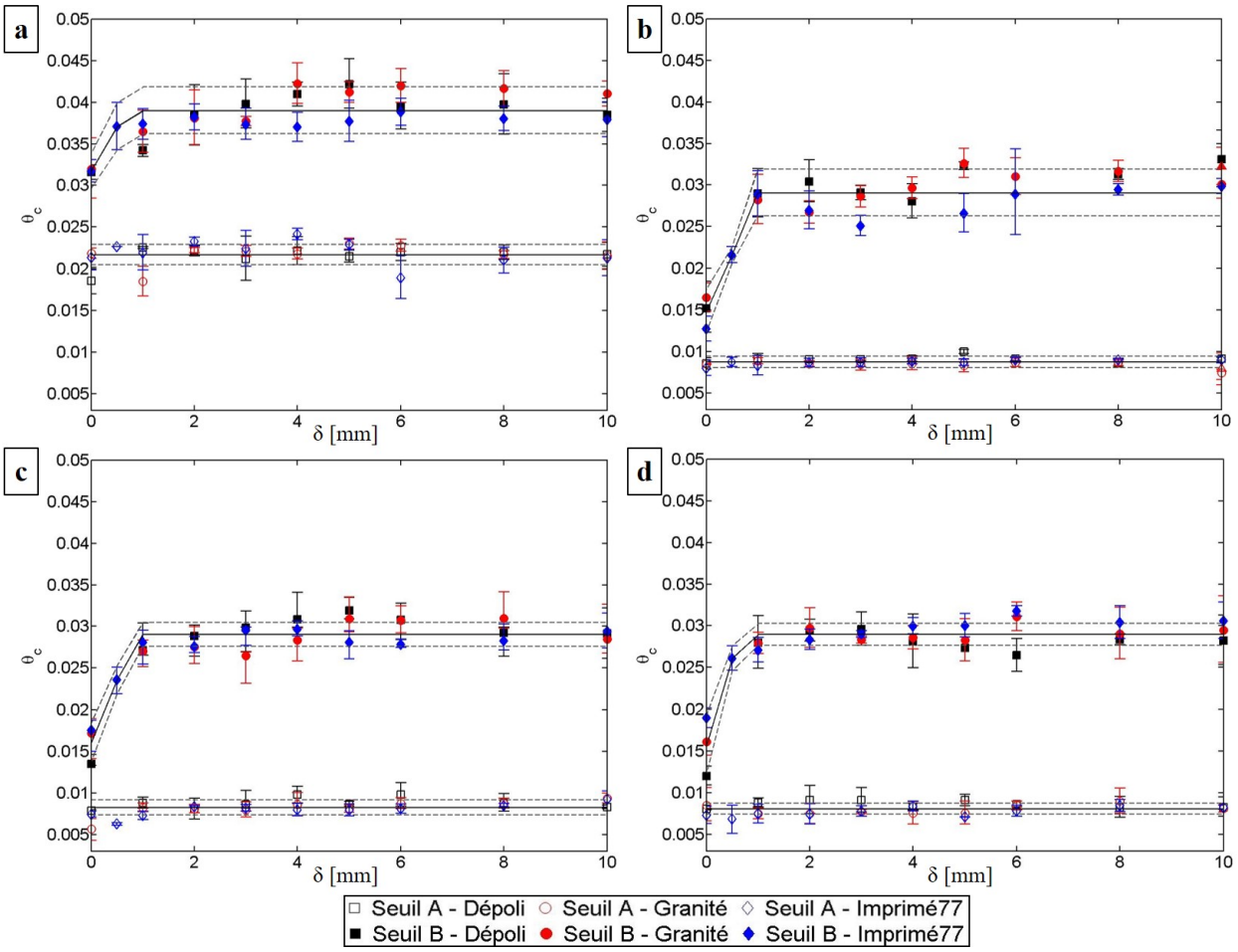

FIGURE 5.17 – Nombre de Shields critique obtenu pour les seuils A et B en fonction de l'épaisseur sédimentaire initiale. a) Tests réalisés avec le sable S_{119} ; b) Tests réalisés avec le sable S_{328} - les triangles représentent les tests réalisés (S_{328}, $\delta = 10mm$) avec la phase d'accélération $a2$; c) Tests réalisés avec le sable S_{358} ; d) Tests réalisés avec le sable $S_{353/0,39}$. Le trait continu noir représente la valeur moyenne dans chacun des cas. Les traits en pointillés correspondent aux écarts types calculés à partir des résultats des 4 tests identiques effectués dans chacun des cas.

dans l'étude de Tuijnder) et les nôtres, l'évolution des hauteurs des dunes en fonction du disponible sédimentaire est comparable et peut être décrite par la même formulation (Chap. 3).

La diminution de la valeur du Shields critique, pour le seuil B dans le cas d'une couche sédimentaire partielle, permet d'apporter une explication à l'augmentation de la vitesse de migration des structures dans le cas des faibles disponibles. En effet, dans ce cas, la couche sédimentaire n'est plus continue et l'écart au seuil vue par les grains isolés devient plus important (équivalent à la couche de grains éparses pour les tests sur les seuils). Le déplacement du sable s'effectue alors plus rapidement, créant une augmentation de la vitesse de migration des structures.

En résumé, l'impact de la rugosité du fond n'intervient pas nettement pour les tests réalisés lors de cette étude. L'impact du disponible sédimentaire n'est détectable que lorsque $\delta < 1mm$, soit les cas où les grains ne sont pas uniquement en contact avec d'autres grains mais aussi avec le fond.

5.4.2 Comparaison avec la littérature en disponible illimité

Une comparaison entre deux formulations, issues de la littérature, obtenues en disponible infini et les valeurs obtenues en moyennant les résultats pour le seuil B ($\delta \geq 0,1mm$) est effectuée.

La première comparaison est effectuée avec la formule de Soulsby 1997 [94] (Eq. 5.3). Cette formulation est proche de celle de Shields 1936 [91] avec une correction apportée pour les faibles valeurs de D_* (voir Chap. 1).

$$\theta_c = \frac{0,3}{1+1,2D_*} + 0,055\,(1-\exp(-0,02D_*)) \tag{5.3}$$

Le tableau 5.3 montre un accord moyen entre les résultats expérimentaux obtenus en disponible infini et la formulation semi-empirique. L'écart entre les deux est de l'ordre de 17% pour les 3 plus gros sables et égale à presque 43% pour le sable fin. Les résultats obtenus montrent que le seuil de mise en mouvement est atteint pour une contrainte au fond plus faible (et donc une vitesse de courant moins importante) que celle prédite par la formule de Soulsby 1997 [94].

Dans le cas des résultats obtenus en disponible limité, la formulation théorique ne permet pas de les prédire avec un pourcentage d'erreur inférieur à 53%.

TABLE 5.3 – Résultats obtenus pour le seuil B sont comparés à la valeur théorique issue de la formulation Eq. 5.3 de Soulsby 1997 [94] pour les 4 sables.

Sable	θ_c théorique	θ_c expérimental ($\delta \geq 1mm$)	θ_c expérimental ($\delta < 1mm$)	% erreur ($\delta \geq 1mm$)	% erreur ($\delta < 1mm$)
S_{119}	0,068	0,039	0,032	42,9	53,5
S_{328}	0,036	0,029	0,015	18,9	58,9
S_{358}	0,034	0,029	0,016	15,7	53,5
$S_{353/0,39}$	0,035	0,029	0,016	16,3	55,1

La seconde comparaison est effectuée avec la formule de Simões 2014 [92] (Eq. 5.4). Cette formulation ne prend pas en compte le nombre de Shields mais le nombre de mobilité, Λ en fonction du diamètre sédimentaire adimensionnel.

$$\Lambda_c = 0,215 + \frac{6,79}{D_*^{1,70}} - 0,0750\exp(-2,62.10^{-3}D_*) \tag{5.4}$$

L'utilisation du nombre de mobilité à la place du nombre de Shields à pour objectif un resserrement des données autour de la courbe théorique. Il est principalement dû au fait que $\Lambda \propto \sqrt{\theta}$ et à la prise en compte de la vitesse de chute des sédiments lors du calcul (Eq. 5.5).

$$\Lambda = \frac{u'_*}{W_s} \tag{5.5}$$

La mesure expérimentale de la vitesse de chute des sédiments n'a pas été réalisée lors de cette thèse. Simões 2014 [92] suggère d'utiliser la méthode de Dietrich 1982 [36] pour calculer la vitesse de chute des sédiments, W_s. Lors de l'utilisation de cette méthode, il est de plus conseillé de prendre, dans le cas du sable, une valeur pour le facteur d'arrondi de Powers 1953 [79], P=3,5 et comme facteur de forme de Corey 1949 [34], CSF=0,7 (voir Chap 1).

Le facteur de forme de Corey 1949 [34], est un facteur de forme 3D qui prend en compte la non circularité parfaite des grains de sable. D'après les mesures réalisées pour les différents sables avec le morpho-granulomètre laser, nous avons trouvé un indice de circularité valant entre 0,63 et 0,72 (Tab. 5.1). Ceci est donc cohérent avec la valeur préconisée par Corey pour du sable.

L'utilisation du nombre de mobilité combiné à la méthode de calcul de Dietrich 1982 [36] pour le calcul de la vitesse de chute des sédiments, permet d'obtenir un très bon accord pour le cas du disponible illimité avec la formulation de Simões 2014 [92] (Tab. 5.4). Les seuils de mise en mouvement mesurés lors des tests sont donc cohérents avec les valeurs attendues dans la littérature en disponible infini.

TABLE 5.4 – Résultats obtenus pour le seuil B sont comparés à la valeur théorique issue de la formulation Eq. 5.4 de Simões 2014 [92] pour les 4 sables.

Sable	Λ_c théorique	Λ_c expérimental ($\delta \geq 1mm$)	Λ_c expérimental ($\delta < 1mm$)	% erreur ($\delta \geq 1mm$)	% erreur ($\delta < 1mm$)
S_{119}	1,18	0,98	0,89	17,1	25,2
S_{328}	0,33	0,29	0,21	11,8	37,2
S_{358}	0,30	0,30	0,22	0,1	25,8
$S_{353/0,39}$	0,31	0,31	0,22	0,3	26,5

Dans le cas du disponible limité, la corrélation entre la formulation théorique et les valeurs expérimentales est moyenne avec un pourcentage d'erreur minimum de 25% et donc la formulation théorique n'est pas applicable à ce cas.

5.5 CONCLUSIONS

L'étude des seuils de mise en mouvement a permis de définir précisément les deux seuils considérés par la suite : le seuil A correspondant au mouvement du premier

grain et le seuil B correspondant au moment à partir duquel on observe un mouvement continu en temps et homogène en espace des grains de sable dans la zone de test.

Les acquisitions simultanées d'images ainsi que de la phase d'accélération lors des tests ont été effectuées. Elles ont permis de développer deux méthodes différentes de détection des seuils de mise en mouvement permettant d'estimer ces seuils autrement que visuellement. La première méthode consiste en l'étude du différentiel des images successives alors que la seconde méthode correspond à l'étude de la corrélation entre la première image du test et les images suivantes. La méthode 1 permet d'obtenir les valeurs des seuils pour tous les disponibles sédimentaires sans être influencée par les paramètres expérimentaux tels que la luminosité ou encore l'angle d'inclinaison de la caméra mais nécessite au cours du traitement l'intervention humaine, pour la détermination des seuils. La méthode 2 permet d'obtenir de manière automatique la valeur du seuil B, en disponible infini uniquement mais dépend grandement des paramètres expérimentaux (angle d'inclinaison de la caméra, ...).

L'étude des résultats a permis de constater un très faible impact de la rugosité du fond sédimentaire pour l'ensemble des tests réalisés. Dans le cas du seuil A, aucun impact du disponible sédimentaire n'est détecté.

Au contraire, dans le cas du seuil B, l'impact du disponible sédimentaire est noté lorsque la couche sédimentaire initiale est discontinue, c'est-à-dire que le disponible sédimentaire est très limité. Cela a pour effet, une diminution significative de la contrainte au fond nécessaire pour la mise en mouvement des sédiments. Dans ce cas il n'y a pas d'interactions grains-grains mais seulement des interactions entre les grains et le fond immobile, ce qui peut expliquer la diminution de la contrainte au fond nécessaire à la mise en mouvement des sédiments.

L'étude avec un sédiment très hétérogène n'a pas été effectuée ici et l'adaptabilité des méthodes dans ce cas reste à montrer.

Une comparaison avec deux formulations issues de la littérature en disponible infini montre un très bon accord pour les seuils B mesurés en disponible infini avec la formulation de Simões 2014 [92] avec un écart relatif inférieur à 18% pour les quatre sables voire même négligeable pour les sables S_{358} et $S_{353/0,39}$.

Conclusion générale et perspectives

Ce travail de thèse a eu pour objectif d'étudier l'impact du disponible sédimentaire, c'est-à-dire l'impact de la quantité de sédiment mobilisable disponible, sur la morphodynamique d'un fond sédimentaire dans le cas d'une contrainte de type courant unidirectionnel supérieur à la contrainte critique de mise en mouvement des sédiments. Nous avons pu dans un premier temps remarquer que beaucoup d'études ont été réalisées dans le cas d'un disponible sédimentaire illimité concernant l'étude de la dimension des structures (Coleman et al. 2005 [31], Soulsby et al. 2012 [95], ...), du transport sédimentaire (Meyer-Peter et Müller 1948 [68], Ribberink 1998 [85], ...), de la vitesse de migration des structures (Bagnold 1941 [8], Florez et Franklin 2016 [50], ...) ou encore du seuil de mise en mouvement des sédiments (Shields 1936 [91], Soulsby 1997 [94] entre autres). Néanmoins, le nombre d'études traitant de l'impact du disponible limité sur ces différents sujets sont peu nombreuses. De plus, les études en modélisation physique s'intéressent principalement au cas des rivières et non au cas côtier.

Un première campagne de mesures expérimentales a été réalisée avec un fond immobile micro-rugueux. Deux sables ont été considérés successivement lors de cette étude ($D_{50} = 328\mu m$ et $D_{50} = 617\mu m$). Six séries expérimentales ont été réalisées (3 avec chaque sable) de manière à étudier l'impact de la vitesse de l'écoulement et donc du nombre de Reynolds sur les résultats. Pour chaque série, nous avons fait varier l'épaisseur du disponible sédimentaire de très limité ($\delta = 0,1cm$) jusqu'à une épaisseur simulant un disponible illimité ($\delta = 5,5cm$).

La première partie de l'analyse des résultats acquis lors de cette campagne a concerné l'étude de la morphologie des structures sédimentaires mais également l'étude de la nature des structures sédimentaires observées sur le fond.

Tout d'abord, nous avons pu observer qu'il existe trois types de fond sédimentaire à l'équilibre en fonction du disponible sédimentaire. Le premier type de fond est obtenu en disponible très fortement limité avec des structures sédimentaires séparées les unes des autres par le fond immobile (type 1). Le second type de fond est obtenu en disponible plus faiblement limité avec le fond immobile visible par patch à l'équilibre (type 2). Le troisième type de fond obtenu correspond à un disponible non limité avec le fond immobile invisible durant la totalité du test (type 3).

En comparant nos résultats avec des résultats de la littérature en disponible infini (Colombini et Stocchino 2011 [33]), nous avons pu conclure que la nature des structures sédimentaires (rides ou dunes) n'est pas modifiée par la limitation du disponible sédimentaire. Ce résultat est important puisque en effet les formules et abaques permettant de définir la nature des structures sont données dans la littérature pour des disponibles infinis. Il est donc possible de les utiliser directement dans le cas d'études en disponible limité.

La hauteur et la longueur d'onde des structures sédimentaires (rides et dunes) à l'équilibre évoluent en fonction du disponible sédimentaire. Néanmoins, les tests menés dans le cadre de la présente étude ont montré des évolutions différentes pour les dunes et les rides :

- Dunes :
  - Les hauteurs et les longueurs d'onde à l'équilibre en disponible infini sont en accord avec les formulations proposées par Allen 1968 [1].
  - Les hauteurs à l'équilibre augmentent quand le disponible sédimentaire augmente.
  - Aucune évolution significative en fonction du disponible n'a été trouvée concernant les longueurs d'onde des dunes.
  - La formulation de Tuijnder et al. 2009 [102] concernant les hauteurs des dunes à l'équilibre en fonction du disponible en domaine fluvial (Eq. 3.21) est applicable en domaine côtier. Cela confirme que les conditions d'écoulement et le diamètre sédimentaire médian n'ont pas d'impact significatif sur l'évolution de la hauteur relative des dunes.

- Rides :
  - La longueur d'onde des rides à l'équilibre en disponible infini est en accord avec la formulation de Soulsby et al. 2012 [95].
  - La hauteur des rides à l'équilibre en disponible infini montre un très bon accord avec la formule de Allen 1963 [2] en utilisant la longueur d'onde expérimentale en disponible infini.
  - La longueur d'onde et la hauteur des rides à l'équilibre augmentent quand le disponible sédimentaire augmente.
  - De nouveaux coefficients sont proposés pour adapter l'équation de Tuijnder et al. 2009 [102] à la longueur d'onde des rides en fonction du disponible sédimentaire.
  - Une adaptation de la formulation initiale de Tuijnder et al. 2009 [102] pour les hauteurs des dunes à l'équilibre dans le cadre d'un disponible limité est proposée pour le cas des rides, en introduisant un coefficient impliquant le paramètre de Shields effectif (Eq. 5.6).

$$\frac{h_{eq}}{h_{eq_inf}} = 1 - exp\left(\frac{-\delta}{\alpha"_T \theta' h_{eq_inf}}\right) \tag{5.6}$$

La suite de l'analyse de la première campagne d'étude a été consacrée à l'étude du transport sédimentaire par charriage et de la vitesse de migration des structures sédimentaires. L'étude expérimentale du transport sédimentaire par charriage a permis d'obtenir les conclusions suivantes :

- le transport sédimentaire adimensionnel en disponible infini peut être modélisé par une loi du type Meyer-Peter et Müller 1948 [68] avec un pré-facteur cohérent pour la gamme de valeurs de $\theta' - \theta_c$ considérée dans les expériences.
- la formulation de Tuijnder 2010 [100] pour le transport sédimentaire par charriage en disponible limité a été étendue au cas côtier et au cas des rides :

$$\Phi = 6(1-p)(\theta' - \theta_c)^{\frac{3}{2}} \tag{5.7}$$

Les résultats des vitesses de migration des structures sédimentaires acquises lors des tests en disponible infini ainsi qu'une ré-analyse des données in-situ de Ferret 2011 [46], des données in-situ en mer et en rivière et des données en canal ont permis d'obtenir les résultats suivants :

- la vitesse de migration adimensionnelle montre deux comportements différents en fonction de la valeur de $\theta' - \theta_c$ avec un seuil situé autour de 0,1. Ce seuil correspond à un changement dans le mode de transport dominant (charriage en dessous du seuil et suspension au dessus).
- une nouvelle formulation pour la vitesse de migration adimensionnelle en dessous de ce seuil a aussi était proposée :

$$\frac{c}{u'_*} = 2,5(\theta' - \theta_c)^{\frac{3}{2}} \tag{5.8}$$

En disponible limité, la vitesse de migration diminue quand le disponible sédimentaire augmente, ce qui s'explique par conservation de la masse dûe à l'augmentation de la hauteur des structures avec le disponible (Bagnold 1941 [8]). Une formulation pour la vitesse de migration adimensionelle en fonction du disponible a été proposée en fonction de 1/(1-p) où p correspond à la fraction surfacique du fond non recouverte de sédiments mobilisables :

$$\frac{c}{u'_*} = \frac{2,5}{1-p}(\theta' - \theta_c)^{\frac{3}{2}} \tag{5.9}$$

Concernant les conditions telles que $\theta' - \theta_c > 0,1$ où le transport par suspension est dominant, il n'y a pas assez de données in-situ et aucunes données en canal, ce qui ne permet pas de conclure.

Une seconde campagne expérimentale a été menée durant cette thèse de manière a étudier l'impact du disponible sédimentaire sur le seuil de mise en mouvement des sédiments. Nous souhaitions également réfléchir au moyen d'estimer cette grandeur. Pour cela quatre sables ont été sélectionnés de manière à voir l'influence de la granulométrie, de la faible hétérogénéité sédimentaire mais aussi de la présence de coquilles. De plus, nous avons fait varier la rugosité du fond immobile à l'aide de plaques de verre de différentes rugosités (micro-rugosité, 0,4mm entre les points les plus bas et les plus hauts et 1,7mm).

Tout d'abord, l'étude des seuils de mise en mouvement, nous a permis de définir précisément les deux seuils considérés par la suite : le seuil A correspondant au mouvement du premier grain et le seuil B correspondant au moment à partir duquel on observe un mouvement continu en temps et homogène en espace des grains de sable dans la zone de test.

Une acquisition simultanée d'images ainsi que de la phase d'accélération lors des tests ont été effectuées. Elles ont permis de développer deux méthodes différentes de détection des seuils de mise en mouvement permettant d'estimer ces seuils autrement que visuellement. La première méthode consiste en l'étude du différentiel des images successives alors que la seconde méthode correspond à l'étude de la corrélation entre la première image du test et les images suivantes. La méthode 1 permet d'obtenir les valeurs des seuils pour tous les disponibles sédimentaires sans être influencée par les paramètres expérimentaux tels que la luminosité ou encore l'angle d'inclinaison de la caméra mais nécessite au cours du traitement l'intervention humaine, pour la détermination des seuils et inclut donc une part de subjectivité dans la quantification. La méthode 2 permet d'obtenir de manière automatique la valeur du seuil B, en disponible infini uniquement mais dépend grandement des paramètres expérimentaux (angle d'inclinaison de la caméra, ...).

L'étude des résultats a permis de constater un très faible impact de la rugosité du fond sédimentaire pour l'ensemble des tests réalisés. Dans le cas du seuil A, aucun impact du disponible sédimentaire n'est détecté.

Au contraire, dans le cas du seuil B, l'impact du disponible sédimentaire est noté lorsque la couche sédimentaire initiale est discontinue, c'est-à-dire que le disponible sédimentaire est très limité. Cela a pour effet, une diminution significative de la contrainte au fond nécessaire pour la mise en mouvement des sédiments. Dans ce cas il n'y a pas d'interactions grains-grains mais seulement des interactions entre les grains et le fond immobile, ce qui peut expliquer la diminution de la contrainte au fond nécessaire à la mise en mouvement des sédiments.

L'étude avec un sédiment très hétérogène n'a pas été effectuée ici et l'adaptabilité des méthodes dans ce cas reste à montrer.

Une comparaison avec deux formulations issues de la littérature en disponible infini montre un très bon accord pour les seuils B. En particulier, la formulation de Simões 2014 [92] donne un écart relatif par rapport à nos mesures inférieur à 18% pour les quatre sables voire même négligeable pour les sables S_{358} et $S_{353/0,39}$.

Pour finir, il faut souligner qu'il est nécessaire de réaliser des tests expérimentaux supplémentaires afin de confirmer les conclusions proposées à l'issue de la présente étude et de les étendre à des gammes de paramètres plus larges. Il serait, en effet intéressant de réaliser de nouveaux essais avec :

- des sédiments hétérogènes et/ou coquilliers pour voir l'impact du disponible sédimentaire sur les structures sédimentaires, le transport et la vitesse de migration,
- une gamme de nombre de Reynolds plus élevée, de manière à tester le cas d'un transport par suspension majoritaire,
- d'autres rugosités pour le fond immobile et voir l'impact sur la morphodynamique du fond sédimentaire,
- des conditions hydrodynamiques modifiées, notamment en houle, houle + courant et courant de marée, afin de se rapprocher des conditions rencontrées dans l'environnement côtier, et en particulier en Manche.

Il serait aussi intéressant de compléter les tests réalisés lors de l'étude concernant le seuil de mise en mouvement des sédiments, de manière à comprendre les interactions entre les différents paramètres tels que l'éclairage ou l'angle d'inclinaison de la caméra, intervenant dans la méthode 2 (corrélation d'images) et donc de pouvoir l'optimiser.

Toutes ces options permettraient par conséquent d'enrichir de façon importante les connaissances que nous possédons aujourd'hui sur l'impact du disponible sédimentaire sur la morphodynamique des fonds marins.

Bibliographie

[1] J. Allen. The nature and origin of bed-form hierarchies. *Sedimentology*, 10(3) :161–182, 1968.

[2] J. R. Allen. The classification of cross-stratified units. with notes on their origin. *Sedimentology*, 2(2) :93–114, 1963.

[3] B. Andreotti, P. Claudin, O. Devauchelle, O. Durán, and A. Fourrière. Bedforms in a turbulent stream : ripples, chevrons and antidunes. *Journal of Fluid Mechanics*, 690 :94–128, 2012.

[4] B. Andreotti, P. Claudin, and S. Douady. Selection of dune shapes and velocities part 2 : A two-dimensional modelling. *The European Physical Journal B-Condensed Matter and Complex Systems*, 28(3) :341–352, 2002.

[5] G. M. Ashley. Classification of large-scale subaqueous bedforms ; a new look at an old problem. *Journal of Sedimentary Research*, 60(1) :160–172, 1990.

[6] J. H. Baas. *Dimensional analysis of current ripples in recent and ancient depositional environments.* Faculteit Aardwetenschappen, 1993.

[7] J. H. Baas. A flume study on the development and equilibrium morphology of current ripples in very fine sand. *Sedimentology*, 41(2) :185–209, 1994.

[8] R. Bagnold. *The physics of blown sand and desert dunes.* London : Methuen, 1941.

[9] R. A. Bagnold. The flow of cohesionless grains in fluids. *Phil. Trans. R. Soc. Lond. A*, 249(964) :235–297, 1956.

[10] R. A. Bagnold. *An approach to the sediment transport problem from general physics.* US government printing office, 1966.

[11] A. Beheshti and B. Ataie-Ashtiani. Analysis of threshold and incipient conditions for sediment movement. *Coastal Engineering*, 55(5) :423–430, 2008.

[12] R. Belderson, M. A. Johnson, and N. H. Kenyon. Bedforms. *Offshore tidal sands : Processes and Deposits : London, England, Chapman and Hall*, 1982.

[13] S. Berné, G. Allen, J.-P. Auffret, H. Chamley, J. Durand, and O. Weber. Essai de synthèse sur les dunes hydrauliques géantes tidales actuelles. *Bulletin de la Societe gèologique de France*, 6 :1145–1160, 1989.

[14] C. Berni, E. Perret, and B. Camenen. Characteristic time of sediment transport decrease in static armour formation. *Geomorphology*, 2018.

[15] J. Best. On the entrainment of sediment and initiation of bed defects : insights from recent developments within turbulent boundary layer research. *Sedimentology*, 39(5) :797–811, 1992.

[16] S. J. Blott and K. Pye. Particle shape : a review and new methods of characterization and classification. *Sedimentology*, 55(1) :31–63, 2008.

[17] W. R. Brownlie. Prediction of flow depth and sediment discharge in open channels. 1981.

[18] J. M. Buffington and D. R. Montgomery. A systematic analysis of eight decades of incipient motion studies, with special reference to gravel-bedded rivers. *Water Resources Research*, 33(8) :1993–2029, 1997.

[19] R. K. Chakrabarty, H. Moosmüller, M. A. Garro, W. P. Arnott, J. Walker, R. A. Susott, R. E. Babbitt, C. E. Wold, E. N. Lincoln, and W. M. Hao. Emissions from the laboratory combustion of wildland fuels : Particle morphology and size. *Journal of Geophysical Research : Atmospheres*, 111(D7), 2006.

[20] F. Charru. Selection of the ripple length on a granular bed sheared by a liquid flow. *Physics of fluids*, 18(12) :121508, 2006.

[21] F. Charru, B. Andreotti, and P. Claudin. Sand ripples and dunes. *Annual Review of Fluid Mechanics*, 45 :469–493, 2013.

[22] F. Charru, H. Mouilleron, and O. Eiff. Erosion and deposition of particles on a bed sheared by a viscous flow. *Journal of Fluid Mechanics*, 519 :55–80, 2004.

[23] F. Charru and H. Mouilleron-Arnould. Instability of a bed of particles sheared by a viscous flow. *Journal of Fluid Mechanics*, 452 :303–323, 2002.

[24] W. Chepil. Equilibrium of soil grains at the threshold of movement by wind 1. *Soil Science Society of America Journal*, 23(6) :422–428, 1959.

[25] P. Claudin, F. Charru, and B. Andreotti. Transport relaxation time and length scales in turbulent suspensions. *Journal of Fluid Mechanics*, 671 :491–506, 2011.

[26] T. Clunie, S. Coleman, B. Melville, H. Friedrich, M. Zhang, and V. Nikora. Temporal development of sediment-wave magnitudes. In *Proc., 5th Int. Symp. on Ecohydraulics*, 2004.

[27] S. Coleman and V. Nikora. Fluvial dunes : initiation, characterization, flow structure. *Earth Surface Processes and Landforms*, 36(1) :39–57, 2011.

[28] S. E. Coleman and B. Eling. Sand wavelets in laminar open-channel flows. *Journal of Hydraulic Research*, 38(5) :331–338, 2000.

[29] S. E. Coleman, J. J. Fedele, and M. H. Garcıá. Closed-conduit bed-form initiation and development. *Journal of Hydraulic Engineering*, 129(12) :956–965, 2003.

[30] S. E. Coleman and B. W. Melville. Initiation of bed forms on a flat sand bed. *Journal of Hydraulic Engineering*, 122(6) :301–310, 1996.

[31] S. E. Coleman, M. H. Zhang, and T. Clunie. Sediment-wave development in subcritical water flow. *Journal of Hydraulic Engineering*, 131(2) :106–111, 2005.

[32] M. Collins and J. Rigler. The use of settling velocity in defining the initiation of motion of heavy mineral grains, under unidirectional flow. *Sedimentology*, 29(3) :419–426, 1982.

[33] M. Colombini and A. Stocchino. Ripple and dune formation in rivers. *Journal of Fluid Mechanics*, 673 :121–131, 2011.

[34] A. Corey. *Influence of shape on the fall velocity of sand grains : Fort Collins, Colo., Colorado State University.* PhD thesis, MS thesis, 102 p, 1949.

[35] S. Dey. *Fluvial hydrodynamics.* Springer, 2014.

[36] W. E. Dietrich. Settling velocity of natural particles. *Water resources research*, 18(6) :1615–1626, 1982.

[37] P. Diplas. Bedload transport in gravel-bed streams. *Journal of Hydraulic Engineering*, 113(3) :277–292, 1987.

[38] J. Dreano, A. Valance, D. Lague, and C. Cassar. Experimental study on transient and steady-state dynamics of bedforms in supply limited configuration. *Earth Surface Processes and Landforms*, 35(14) :1730–1743, 2010.

[39] M. Durafour. *Dynamique sédimentaire en zone côtière dans le cas de sédiments hétérogènes : application au domaine côtier haut-normand.* PhD thesis, Université du Havre, France, 2014.

[40] M. Durafour, A. Jarno, S. Le Bot, R. Lafite, and F. Marin. Bedload transport for heterogeneous sediments. *Environmental Fluid Mechanics*, 15(4) :731–751, 2015.

[41] H. Einstein. Formulas for the transport of bed sediment. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 107 :561–574, 1942.

[42] H. A. Einstein et al. *The bed-load function for sediment transportation in open channel flows*, volume 1026. US Department of Agriculture Washington, DC, 1950.

[43] F. Engelund. Instability of erodible beds. *Journal of Fluid Mechanics*, 42(2) :225–244, 1970.

[44] F. Engelund and J. Fredsoe. Sediment ripples and dunes. *Annual Review of Fluid Mechanics*, 14(1) :13–37, 1982.

[45] R. Fernandez Luque and R. Van Beek. Erosion and transport of bed-load sediment. *Journal of hydraulic research*, 14(2) :127–144, 1976.

[46] Y. Ferret. *Morphodynamique de dunes sous-marines en contexte de plate-forme mégatidale (manche orientale). Approche multi-échelles spatio-temporelles.* PhD thesis, Université de Rouen, 2011.

[47] S. Fischer. *Développement d'une instrumentation ultrasonore pour la mesure des vitesses des liquides au-delà de la limite de Nyquist par une approche spectrale.* PhD thesis, Université Louis Pasteur-Strasbourg I, 2004.

[48] B. Flemming. Zur klassifikation subaquatischer, strömungstransversaler transportkörper. *Bochumer geologische und geotechnische Arbeiten*, 29(93-97), 1988.

[49] B. Flemming. A revised textural classification of gravel-free muddy sediments on the basis of ternary diagrams. *Continental shelf research*, 20(10-11) :1125–1137, 2000.

[50] J. E. C. Florez and E. M. Franklin. The formation and migration of sand ripples in closed conduits : Experiments with turbulent water flows. *Experimental Thermal and Fluid Science*, 71 :95–102, 2016.

[51] A. Fourriere, P. Claudin, and B. Andreotti. Bedforms in a turbulent stream : formation of ripples by primary linear instability and of dunes by nonlinear pattern coarsening. *Journal of Fluid Mechanics*, 649 :287–328, 2010.

[52] J. Fredsøe. On the development of dunes in erodible channels. *Journal of Fluid Mechanics*, 64(1) :1–16, 1974.

[53] G. Germain, C. Candelier, and S. Blarel. Structures alvéolaires et homogénéisation d'écoulement reduction of turbulence by honeycombs. In *10ème Journées de l'hydrodynamique, Nantes*, 2005.

[54] W. H. Graf and G. Pazis. Desposition and erosion in an alluvial channel. *Journal of Hydraulic Research*, 15(2) :151–166, 1977.

[55] H. P. Guy, D. B. Simons, and E. V. Richardson. *Summary of alluvial channel data from flume experiments, 1956-61*. US Government Printing Office, 1966.

[56] M. L. Hentschel and N. W. Page. Selection of descriptors for particle shape characterization. *Particle & Particle Systems Characterization : Measurement and Description of Particle Properties and Behavior in Powders and Other Disperse Systems*, 20(1) :25–38, 2003.

[57] P. Y. Julien and G. J. Klaassen. Sand-dune geometry of large rivers during floods. *Journal of Hydraulic Engineering*, 121(9) :657–663, 1995.

[58] J. F. Kennedy. The mechanics of dunes and antidunes in erodible-bed channels. *Journal of Fluid mechanics*, 16(4) :521–544, 1963.

[59] J. M. Kühlborn. *Wachstum und Wanderung von Sedimentriffeln*. PhD thesis, Technischen Hochschule Darmstadt, Darmstadt, Germany, 1993.

[60] M. G. Kleinhans and L. C. van Rijn. Stochastic prediction of sediment transport in sand-gravel bed rivers. *Journal of hydraulic engineering*, 128(4) :412–425, 2002.

[61] H. Kramer. Sand mixtures and sand movement in fluvial model. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*, 100(1) :798–838, 1935.

[62] W. Kuru, D. Leighton, and M. McCready. Formation of waves on a horizontal erodible bed of particles. *International journal of multiphase flow*, 21(6) :1123–1140, 1995.

[63] V. Langlois and A. Valance. Initiation and evolution of current ripples on a flat sand bed under turbulent water flow. *The European Physical Journal E*, 22(3) :201–208, 2007.

[64] S. Le Bot and A. Trentesaux. Types of internal structure and external morphology of submarine dunes under the influence of tide-and wind-driven processes (dover strait, northern france). *Marine Geology*, 211(1-2) :143–168, 2004.

[65] Z. Liu. Sediment transport. *Aalborg Universitet*, pages 54–56, 2001.

[66] F. Marin and A. B. Ezersky. Formation dynamics of sand bedforms under solitons and bound states of solitons in a wave flume used in resonant mode. *European Journal of Mechanics-B/Fluids*, 27(3) :251–267, 2008.

[67] S. R. McLean. The stability of ripples and dunes. *Earth-Science Reviews*, 29(1-4) :131–144, 1990.

[68] E. Meyer-Peter and R. Müller. Formulas for bed-load transport. In *IAHSR 2nd meeting, Stockholm, appendix 2*. IAHR, 1948.

[69] H. Nakagawa and T. Tsujimoto. Time-lag appearing in unsteady flow with sand waves. *Journal of Hydroscience and Hydraulic Engineering, JSCE*, 1(1) :83–95, 1983.

[70] C. R. Neill and M. S. Yalin. Quantitative definition of beginning of bed movement. *Journal of the Hydraulics Division*, 95(1) :585–588, 1969.

[71] P. Nielsen. *Coastal bottom boundary layers and sediment transport, Advanced series on ocean engineering*, volume 4. World Scientific Publishing Company, 1992.

[72] V. I. Nikora and D. M. Hicks. Scaling relationships for sand wave development in unidirectional flow. *Journal of Hydraulic Engineering*, 123(12) :1152–1156, 1997.

[73] J. Nikuradse. Strömungsgestze in rauhen rohren. 1933.

[74] Y. Niño, A. Atala, M. Barahona, and D. Aracena. Discrete particle model for analyzing bedform development. *Journal of Hydraulic Engineering*, 128(4) :381–389, 2002.

[75] F. N. Nnadi and K. C. Wilson. Motion of contact-load particles at high shear stress. *Journal of Hydraulic Engineering*, 118(12) :1670–1684, 1992.

[76] A. Paintal. A stochastic model of bed load transport. *Journal of Hydraulic Research*, 9(4) :527–554, 1971.

[77] D. Paphitis. Sediment movement under unidirectional flows : an assessment of empirical threshold curves. *Coastal Engineering*, 43(3-4) :227–245, 2001.

[78] G. Parker, S. Dhamotharan, and H. Stefan. Model experiments on mobile, paved gravel bed streams. *Water Resources Research*, 18(5) :1395–1408, 1982.

[79] M. C. Powers. A new roundness scale for sedimentary particles. *Journal of Sedimentary Research*, 23(2) :117–119, 1953.

[80] F. Raichlen and J. Kennedy. The growth of sediment bed forms from an initially flattened bed. In *Proceedings of the 11th Congress of the International Association for Hydraulic Research, Leningrad*, volume 3, 1965.

[81] A. J. Raudkivi. Ripples on stream bed. *Journal of Hydraulic Engineering*, 123(1) :58–64, 1997.

[82] A. J. Raudkivi. Transition from ripples to dunes. *Journal of Hydraulic Engineering*, 132(12) :1316–1320, 2006.

[83] A. J. Raudkivi and H.-H. Witte. Development of bed features. *Journal of Hydraulic Engineering*, 116(9) :1063–1079, 1990.

[84] O. Reynolds. Xxix. an experimental investigation of the circumstances which determine whether the motion of water shall he direct or sinuous, and of the law of resistance in parallel channels. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, 174 :935–982, 1883.

[85] J. S. Ribberink. Bed-load transport for steady flows and unsteady oscillatory flows. *Coastal Engineering*, 34(1-2) :59–82, 1998.

[86] K. J. Richards. The formation of ripples and dunes on an erodible bed. *Journal of Fluid Mechanics*, 99(3) :597–618, 1980.

[87] L. C. v. Rijn. Sediment transport, part i : bed load transport. *Journal of hydraulic engineering*, 110(10) :1431–1456, 1984a.

[88] N. A. Riley. Projection sphericity. *Journal of Sedimentary Research*, 11(2) :94–95, 1941.

[89] J. Rodriguez, J. Johansson, and T. Edeskär. Particle shape determination by two-dimensional image analysis in geotechnical engineering. In *Nordic Geotechnical Meeting : 09/05/2012-12/05/2012*, pages 207–218. Danish Geotechnical Society, 2012.

[90] L. Rossi, H. Michallet, and P. Bonneton. Morphodynamique d'une dune, couplage avec l'écoulement. In *9ème Congrès Français de Sédimentologie*, pages 2–p, 2003.

[91] A. Shields. Anwendung der aehnlichkeitsmechanik und der turbulenzforschung auf die geschiebebewegung. *PhD Thesis Technical University Berlin*, 1936.

[92] F. J. Simões. Shear velocity criterion for incipient motion of sediment. *Water Science and Engineering*, 7(2) :183–193, 2014.

[93] J. F. Sleath. *Sea bed mechanics*. John Wiley and Sons Inc., New York, NY, 1984.

[94] R. Soulsby. *Dynamics of marine sands : a manual for practical applications*. Thomas Telford, 1997.

[95] R. L. Soulsby, R. J. S. Whitehouse, and K. V. Marten. Prediction of time-evolving sand ripples in shelf seas. *Continental Shelf Research*, (38) :47–62, 2012.

[96] J. B. Southard and L. A. Boguchwal. Bed configuration in steady unidirectional water flows ; part 2, synthesis of flume data. *Journal of Sedimentary Research*, 60(5) :658–679, 1990.

[97] T. Stoesser, C. Braun, M. Garcia-Villalba, and W. Rodi. Turbulence structures in flow over two-dimensional dunes. *Journal of Hydraulic Engineering*, 134(1) :42–55, 2008.

[98] B. M. Sumer and M. Bakioglu. On the formation of ripples on an erodible bed. *Journal of Fluid Mechanics*, 144 :177–190, 1984.

[99] M. E. Tucker. *Sedimentary rocks in the field : a practical guide*, volume 38. John Wiley & Sons, 2011.

[100] A. Tuijnder. *Sand in short supply : modelling of bedforms, roughness and sediment tansport in rivers under supply-limited conditions*. PhD thesis, 2010.

[101] A. P. Tuijnder and J. S. Ribberink. Experimental observation and modelling of roughness variation due to supply-limited sediment transport in uni-directional flow. *Journal of hydraulic research*, 50(5) :506–520, 2012.

[102] A. P. Tuijnder, J. S. Ribberink, and S. J. Hulscher. An experimental study into the geometry of supply-limited dunes. *Sedimentology*, 56(6) :1713–1727, 2009.

[103] M. Vah, A. Jarno, S. Le Bot, and F. Marin. Experimental study on sediment supply-limited bedforms in a coastal context. In *Proc., 6th International Conference on Estuaries and Coasts, ICEC2018, Caen*, 2018.

[104] A. Valance. Formation of ripples over a sand bed submitted to a turbulent shear flow. *The European Physical Journal B-Condensed Matter and Complex Systems*, 45(3) :433–442, 2005.

[105] A. Valance and V. Langlois. Ripple formation over a sand bed submitted to a laminar shear flow. *The European Physical Journal B-Condensed Matter and Complex Systems*, 43(2) :283–294, 2005.

[106] L. C. Van Rijn. Sediment transport, part iii : bed forms and alluvial roughness. *Journal of hydraulic engineering*, 110(12) :1733–1754, 1984b.

[107] L. C. Van Rijn et al. *Principles of sediment transport in rivers, estuaries and coastal seas*, volume 1006. Aqua publications Amsterdam, 1993.

[108] V. A. Vanoni and L.-S. Hwang. Bed forms and friction in streams. *Journal of the Hydraulics Division*, 1967.

[109] J. G. Venditti, M. Church, and S. J. Bennett. On interfacial instability as a cause of transverse subcritical bed forms. *Water resources research*, 42(7), 2006.

[110] J. G. Venditti, M. A. Church, and S. J. Bennett. Bed form initiation from a flat sand bed. *Journal of Geophysical Research : Earth Surface*, 110(F1), 2005a.

[111] J. J. Warmink, C. M. Dohmen-Janssen, J. Lansink, S. Naqshband, O. J. Duin, A. J. Paarlberg, P. Termes, and S. J. Hulscher. Understanding river dune splitting through flume experiments and analysis of a dune evolution model. *Earth surface processes and landforms*, 39(9) :1208–1220, 2014.

[112] C. K. Wentworth. A scale of grade and class terms for clastic sediments. *The journal of geology*, 30(5) :377–392, 1922.

[113] P. R. Wilcock. Methods for estimating the critical shear stress of individual fractions in mixed-size sediment. *Water Resources Research*, 24(7) :1127–1135, 1988.

[114] M. Yalin. On the formation of dunes and meanders. *In : Hydraulic Research and its Impact on the Environment*, 1972.

[115] M. S. Yalin. Geometrical properties of sand wave. *Journal of the Hydraulics Division*, 90(5) :105–119, 1964.

[116] M. S. Yalin. On the determination of ripple length. *Journal of the Hydraulics Division*, 103(4) :439–442, 1977.

[117] M. S. Yalin. On the determination of ripple geometry. *Journal of Hydraulic Engineering*, 111(8) :1148–1155, 1985.

Liste des notations

a1, a2	phases d'accélération	[-]
a_{corr}	valeur de la pente de décorrélation	[s/L]
b	nombre de Rouse	[-]
c	vitesse de migration moyenne des structures sédimentaires	[m/s]
CSF	facteur de forme de Corey 1949 [34]	[-]
d	hauteur d'eau dans le canal	[m]
D_m	matrice différentielle à l'itération m	
D_{xx}	diamètre tel que xx% de l'échantillon soit inférieur en poids à ce diamètre	[m]
D_*	diamètre adimensionnel des grains	[-]
h	hauteur moyenne des structures sédimentaires	[m]
I_m	matrice à l'itération m	
k_s	longueur de rugosité équivalente de Nikuradse	[m]
m	itération (Chap. 5)	
$1-p$	la fraction du fond sédimentaire recouverte de sédiment	[-]
P	facteur d'arrondi de Powers 1953 [79]	[-]
Q	débit moyen dans le canal	[L/s]
Q_s	transport sédimentaire par charriage	$[m^2/s]$
rb	rayon hydraulique	[m]
Re	nombre de Reynolds basé sur la hauteur d'eau	[-]
R_{ep}	nombre de Reynolds particulaire	[-]
Re_*	nombre de Reynolds du grain	[-]
s	densité relative des sédiments	[-]
S_{xx}	Sable avec un diamètre médian égale à xx	
t	temps	[s]
u	vitesse du courant	[m/s]
u_*	vitesse de frottement au fond	[m/s]
U	vitesse moyenne du courant	[m/s]
w	largeur du canal	[m]
W_s	vitesse de chute des sédiments	[m/s]
x	distance par rapport au nid d'abeille	[m]
y	coordonnée perpendiculaire à l'écoulement	[m]
z	hauteur par rapport au fond	[m]
z_0	longueur de rugosité de Nikuradse	[m]

α	paramètre adimensionnel (Chap. 3)	[-]
α_{corr}	paramètre donnant le taux de décorrélation en fonction de la pente	[L/s]
α_T	paramètre adimensionnel (Chap. 3)	[-]
β	paramètre adimensionnel (Chap. 3)	[-]
β_T	paramètre adimensionnel (Chap. 3)	[-]
δ	épaisseur sédimentaire initiale	[m]
δ_f	épaisseur de la couche limite fluide	[m]
γ_p	exposant du taux de croissance	[-]
γ_T	paramètre adimensionnel (Chap. 3)	[-]
κ	constante de Prandlt - von Karman	[-]
λ	longueur d'onde moyenne des structures sédimentaires	[m]
Λ	nombre de mobilité	[-]
Φ	transport sédimentaire adimensionnel par charriage	[-]
ν	viscosité cinématique	$[m2/s]$
ρ	masse volumique du fluide	$[kg/m^3]$
ρ_s	masse volumique des sédiments	$[kg/m^3]$
θ	nombre de Shields	[-]
τ_0	contrainte de cisaillement au fond	$[N/m^2]$
σ_g^2	critère de tri selon Soulsby [94]	[-]

$'$	cas fond plat
$_c$	valeur au seuil de mise en mouvement
$_{eq}$	valeur à l'équilibre temporel
$_{inf}$	valeur en disponible infini
$_{init}$	valeur initiale

Table des figures

1 Rides sous-marines. Gauche : Trébeurden, Côtes d'Armor, France - 19 mai 2018 - photo personnelle prise à -10m. Droite : Port Louis, Guadeloupe, France - 19 avril 2019 - photo personnelle prise à -21m. . 1

1.1 Différents régimes d'écoulement. 7
1.2 Représentation des différents degrés de classement des sédiments (Tucker 2011 [99]). 10
1.3 Définition des axes de mesure pour le calcul du facteur de forme de Corey 1949 [34]. 11
1.4 Facteur d'arrondi selon Powers 1953 [79]. 11
1.5 Diamètres de Féret minimal et maximal sur la surface projetée d'un grain. 12
1.6 Forces s'exerçant sur un grain posé sur le fond dues à l'action d'un courant. 13
1.7 Seuil de mise en mouvement selon Shields 1936 [91] et Soulsby 1997 [94] sous conditions de courant et/ou houle 15
1.8 Seuil de mise en mouvement des sédiments en fonction du nombre de mobilité d'après Simões 2014 [92] 17
1.9 Les modes de transport sédimentaire 19
1.10 Transport par charriage adimensionnel en fonction de l'excès de contrainte au fond selon les formulations de Meyer-Peter et Müller ($\alpha = 8$), Fernandez Luque et van Beek ($\alpha = 5,7$) et Nnadi et Wilson ($\alpha = 12$). Les pentes des droites valent $\beta_1 = 1,5$. Source : Ribberink 1998 [85]. . 20
1.11 Prédiction des domaines d'existence des structures sédimentaires par Southard et Boguchwal 1990 [96], réorganisée par Ashley 1990 [5]. Source : Dey 2014 [35]. 22
1.12 **A gauche :** détermination du coefficient γ pour les longueurs d'onde (L) et pour les hauteurs (H) à partir de l'équation 1.35 par rapport à D_*. **A droite :** temps d'équilibre des rides et des dunes par rapport à $\frac{\theta}{\theta_c}$. Les symboles pleins correspondent aux rides et les symboles creux aux dunes. Figures Coleman et al. 2005 [31]. 27
1.13 Type de structures sédimentaires en fonction de la contrainte au fond et de la limitation du disponible. Source : Kleinhans et al. 2002 [60]. . 29
1.14 Respectivement : Hauteur et longueur d'onde relative des dunes en fonction de l'épaisseur relative du disponible. Source : Tuijnder et al. 2009 [102]. 31

2.1 Gauche : schéma du canal expérimental. Droite : photo du canal. . . . 34
2.2 Gauche : schéma du nid d'abeille. Droite : photo du nid d'abeille. . . 35
2.3 Gauche : ponçage du double fond. Droite : double fond PVC dans le canal. 36
2.4 Photo du Nikon D3S avec le spot d'éclairage en position au dessus du canal expérimental. 37
2.5 Gauche : photo de la cale de calibration du système bathymétrique. Droite : Système bathymétrique composé d'une caméra et d'une diode laser respectivement placées dans des compartiments étanches. 38
2.6 Appareil photo D300S en position latérale. 39
2.7 Schéma des trappes situées à l'aval du canal d'expérience. La flèche indique le sens de l'écoulement. 39
2.8 Gauche : Schéma des 2 transducteurs ADCP. La flèche représente le sens de l'écoulement. Droite : Photo des 2 transducteurs ADCP. . . . 40
2.9 Schéma du canal en vue de dessus montrant la position des profils de vitesses indexés de A à P. 41
2.10 Évolution des profils de vitesse moyens au centre du canal en fonction de la distance par rapport au nid d'abeille ($d = 25cm$ et $U = 0,45m/s$). La ligne en pointillé représente le meilleur ajustement de la partie logarithmique du profil J (méthode des moindres carrés). . . 42
2.11 Profils de vitesse sur 3 transects le long du canal en $x = 2,5m$, $x = 4,5m$ et $x = 6,5m$ réalisés avec $d = 25cm$ et $U = 0,5m/s$ 42
2.12 Profils de vitesse en $x = 6,5m$ avec $U = 0,4m/s$ et $d = 0,2m$. Les profils 1 et 2 sont obtenus en l'absence du nid d'abeille. Le profil 3 est obtenu en présence du nid d'abeille. La ligne noire en pointillée correspond au meilleur ajustement de la partie logarithmique du profil (méthode des moindres carrés). 43
2.13 Profils de vitesse en $x = 6,5m$ (point I) pour trois vitesses d'écoulement. La ligne noire correspond au meilleur ajustement de la partie logarithmique du profil (méthode des moindres carrés). 44
2.14 Morphogranulomètre laser. a) Morphogranulomètre laser et l'erlenmeyer contenant le mélange initial. b) Cellule de mesure + pompe. c) Système photographique. 46
2.15 a) Image initiale b) Image en binaire c) Image avec le masque 46
2.16 a) Exemple d'un panorama initial. Le fond immobile apparaît en noir. b) Position des crêtes des structures après post-traitement du panorama. 47
2.17 a) Exemple d'une image initiale ; b) Intensité en niveau de gris d'une des colonnes de l'image avec en rouge le lissage effectué ; c) La position du fond ainsi obtenue suite au post-traitement de l'image initiale. . . 48
2.18 a) Bathymétrie après calibration ; b) Position des crêtes des structures sédimentaires ; c) Histogramme des probabilités de présence des hauteurs ; d) Histogramme des probabilités de présence des longueurs d'onde. 49
2.19 Schéma des méthodes de mesures utilisées pour les calculs des hauteurs et des longueurs d'onde. 50

2.20 Exemple de diagramme spatio-temporel obtenu avec post-traitement des vidéos. En rouge les droites passant par les lignes de crête et permettant d'obtenir la vitesse de migration des structures sédimentaires. L'écoulement est de droite vers la gauche. 51
2.21 Récipient+sable+ eau sur la balance 52
2.22 Courbe d'étalonnage de la masse de sable sec en fonction de la masse du récipient + sable + eau. La ligne en pointillée représente l'Eq. 2.2 52

3.1 Schéma du canal expérimental avec les zones de mesure. (a) vue de côté, (b) vue du dessus. 55
3.2 Photos des sables S_{328} ($D_{50} = 328\mu m$) et S_{617} ($D_{50} = 617\mu m$) 55
3.3 Courbe granulométrique pour les sables S_{328} en noir et S_{617} en rouge. 55
3.4 Temps d'arrêt entre chaque réaprovisionnement en sédiment comparé au temps d'arrêt optimum d'après l'équation 3.1 proposée par Berni et al. 2018 [14]. 59
3.5 Évolution des effets de bord en fonction de l'épaisseur sédimentaire initiale pour chaque set expérimental. 60
3.6 Évolution des effets de bord moyens en fonction de $\theta' - \theta_c$ pour chaque set expérimental. 61
3.7 Photos prises en vue de dessus à l'équilibre pour le set M1 pour un disponible de 0,1cm (a), 0,5cm (b), 1cm (c), 2cm (d), 3,5cm (e) et 5,5cm (f). Le fond du canal apparait en noir. 62
3.8 Longueur d'onde à l'équilibre divisée par le rayon hydraulique en fonction du nombre de Reynolds particulaire. Représentation originale de Colombini et Stocchino 2011 [33]. 64
3.9 Nombre de Shields effectif en fonction du nombre de Reynolds particulaire. Lignes issues de Brownlie 1981 [17]. Représentation original de Colombini et Stocchino 2011 [33]. 64
3.10 Évolution temporelle de la longueur d'onde moyenne pour le set M1. . 66
3.11 Évolution du temps d'équilibre en fonction du disponible sédimentaire pour la série M1. 1 : Très faible disponible sédimentaire ; 2 : Disponible sédimentaire faiblement limité ; 3 : Disponible illimité. 68
3.12 a) Évolution de la longueur d'onde des rides à l'équilibre en fonction du disponible sédimentaire. b) Évolution de la longueur d'onde des dunes à l'équilibre en fonction du disponible sédimentaire. 70
3.13 a) Évolution de la hauteur des rides à l'équilibre en fonction du disponible sédimentaire. b) Évolution de la hauteur des dunes à l'équilibre en fonction du disponible sédimentaire. 72
3.14 Évolution de la hauteur relative des dunes en fonction de l'épaisseur initiale relative de la couche sédimentaire. 75
3.15 Évolution de la hauteur relative des rides en fonction de l'épaisseur initiale relative de la couche sédimentaire. 76
3.16 Évolution de la hauteur relative des rides en fonction du ratio entre l'épaisseur initiale de la couche sédimentaire et la hauteur des dunes en disponible infini multipliée par le nombre de Shields effectif. 76

3.17 Évolution de la longueur d'onde relative des rides en fonction de l'épaisseur initiale relative de la couche sédimentaire. 77

4.1 Evolution temporelle du transport sédimentaire dimensionnel pour $\delta = 0,5cm$ et $\delta = 5,5cm$ pour le set M1. Les traits en pointillés représentent la valeur moyenne du transport sédimentaire dimensionnel à l'équilibre pour chacun des deux tests. 108
4.2 Transport sédimentaire dimensionnel à l'équilibre en fonction du disponible sédimentaire. 109
4.3 Vitesse de migration dimensionnelle à l'équilibre en fonction du disponible sédimentaire. 109

5.1 Schéma des différentes configurations de mobilité du fond sédimentaire observées lors des différents seuils. 113
5.2 Photos des différents sables considérés pour l'étude des seuils de mise en mouvement. De gauche à droite : S_{119}, S_{328}, S_{358} et $S_{353/0,39}$. . . . 114
5.3 Courbes granulométriques pour les 4 sables considérés : S_{119}, S_{328}, S_{358} et $S_{353/0,39}$. 114
5.4 Les 3 types de verres rugueux utilisés : a) Dépoli ; b) Granité ; c) Imprimé 77. 115
5.5 Caméra haute résolution Basler Ace2040-180km et les spots d'éclairage positionnés latéralement par rapport à la veine d'essai pour la détection des seuils de mise en mouvement. 116
5.6 Schéma du dispositif expérimental utilisé lors des expériences. 117
5.7 Schéma des épaisseurs sableuses et de leurs mesures utilisées lors des tests. 118
5.8 Les deux phases d'accélération considérées lors des expériences. . . . 118
5.9 Valeur maximale des coefficients de D_m en fonction de m. 120
5.10 Nombre de termes non nuls des matrices D_m en fonction de m. La ligne pointillée rouge correspond à la moyenne mobile sur $\pm 10m$. . . . 121
5.11 Exemple de résultat obtenu pour le taux de corrélation en fonction du débit dans le canal. La ligne horizontale continue correspond à un taux de décorrélation de 20%. Les lignes en pointillés gris correspondent à un taux de décorrélation de 15 et 25% respectivement. La ligne en pointillés rouges correspond au meilleur ajustement linéaire de la zone de décroissance du taux de corrélation ($R^2 = 0,96$). 122
5.12 Images prises lors des tests réalisés avec le sable $S_{353/0,39}$ pour une épaisseur de $\delta = 10mm$ avec les rugosités suivantes au fond : a) dépoli ; b) granité 4mm ; c) imprimé 77. 123
5.13 Exemple de détermination du seuil A à partir du taux de corrélation en fonction du débit dans le canal. Gauche : test effectué avec le sable S_{119}. Droite : test effectué avec le sable $S_{353/0,39}$. 124
5.14 Débit seuil en fonction de l'épaisseur sédimentaire initiale pour les quatre sables avec la méthode 2 pour le seuil B. 125
5.15 Débit seuil en fonction de l'épaisseur sédimentaire ($\delta \geq 1mm$) initiale pour les quatre sables avec la méthode 2. 126

5.16 Débit seuil en fonction de l'épaisseur sédimentaire pour les deux méthodes. 127
5.17 Nombre de Shields critique obtenu pour les seuils A et B en fonction de l'épaisseur sédimentaire initiale. a) Tests réalisés avec le sable S_{119} ; b) Tests réalisés avec le sable S_{328} - les triangles représentent les tests réalisés (S_{328}, $\delta = 10mm$) avec la phase d'accélération $a2$; c) Tests réalisés avec le sable S_{358} ; d) Tests réalisés avec le sable $S_{353/0,39}$. Le trait continu noir représente la valeur moyenne dans chacun des cas. Les traits en pointillés correspondent aux écarts types calculés à partir des résultats des 4 tests identiques effectués dans chacun des cas. 129

Liste des tableaux

1.1 Classification des sables selon leur taille (Wentworth 1922 [112]). . . . 9
1.2 Coefficients en fonction des auteurs pour l'équation 1.28. 20

3.1 Caractéristiques des sables utilisés pour les tests 56
3.2 Conditions des tests. Paramètres dimensionnels et adimensionnels . . 57
3.3 Conditions des tests expérimentaux dans Berni et al. 2018 [14] ainsi que les conditions des présents tests. 58
3.4 Coefficients obtenus pour les lois puissance et exponentielle en fonction du disponible. 68
3.5 Résultats obtenus expérimentalement pour la longueur d'onde des rides à l'équilibre en disponible infini comparés avec trois formulations de la littérature. 71
3.6 Résultats obtenus expérimentalement pour la hauteur des dunes à l'équilibre en disponible infini comparés avec deux formulations de la littérature. 73

5.1 Caractéristiques des sables utilisés pour les tests de seuil de mise en mouvement 114
5.2 Valeur de a_{corr} pour chaque rugosité et chaque sédiment en fonction du disponible sédimentaire. Rappel des rugosités des verres : micro-rugosité pour le dépoli, 0,4mm pour le granité 4mm et 1,7mm pour le verre imprimé 77. 123
5.3 Résultats obtenus pour le seuil B sont comparés à la valeur théorique issue de la formulation Eq. 5.3 de Soulsby 1997 [94] pour les 4 sables. 130
5.4 Résultats obtenus pour le seuil B sont comparés à la valeur théorique issue de la formulation Eq. 5.4 de Simões 2014 [92] pour les 4 sables. . 131

Annexe A

Conférence ICEC

Sixth International Conference on Estuaries and Coasts (ICEC-2018), August 20-23, 2018, Caen, France

Experimental Study on Sediment Supply-Limited Bedforms in a Coastal Context

VAH Mélanie*, JARNO Armelle, MARIN François

Normandie Univ, UNIHAVRE, UMR 6294 CNRS, LOMC, 76600 Le Havre, France

LE BOT Sophie

Normandie Univ, UNIROUEN, UNICAEN, UMR 6143 CNRS, M2C, 76000 Rouen, France

Abstract: Experiments are carried out in a flume without slope. Tests are performed for different unidirectional steady flow conditions, varying the initial sediment thickness and recirculating the sediment to ensure a constant supply condition, from an extremely limited sediment supply to an unlimited sediment supply condition. The formation of ripples and dunes is considered from an initially flat bed. The growth rate of the mean wavelength of ripples depends on the sediment supply, whether it is extremely limited or not. In spite of a rapid initial growth when sediment supply is extremely limited, the growth rate is much higher when sediment availability increases. As far as the equilibrium dimensions of the sedimentary structures are concerned, an increase of mean heights of ripples and dunes is pointed out when the sediment availability increases**.** The similar trend is found for mean ripple lengths but no clear trend is exhibited for dunes which are few and irregular. The empirical law proposed by Tuijnder *et al.* (2009) in a fluvial context for relative dune heights in the case of sediment limited supply conditions can be used for dunes in a coastal context. However, this formulation cannot be extended to ripple heights for which a dependence with flow conditions is noted. Ripple equilibrium lengths can be described with a relation suggested by Tuijnder *et al.* (2009) for dunes if an adaptation factor is considered.

Key words: Ripples; Dunes; Coastal Bedforms, Sediment Supply Limitation; Sediment Dynamics, Physical Modeling

* Corresponding author. Email: melanie.vah@univ-lehavre.fr

1. Nomenclature

d = water depth [m]
D_{xx} = grain size for which XX percent is finer
D_* = dimensionless grain size
g = gravitational acceleration [m/s²]
h = height [m]
I_e = slope energy level
Re = Reynolds number
s = sediment relative density
U = mean velocity [m/s]
u_* = shear stress velocity [m/s]
x = position in the flume [m]

α, α_T, $\alpha"_T$, β, β_T, γ_T = dimensionless parameters
γ_p = growth exponent
δ = layer thickness [m]
θ = Shields parameter
λ = wavelength [m]
ρ = water density [kg/m³]
σ_g = standard deviation
ν = kinematic viscosity [m²/s]

’ = grain related
$_c$ = threshold
$_{eq}$ = equilibrium
$_{eq_inf}$ = equilibrium value without supply-limitation

2. Introduction

The study of bedforms is of major importance as they affect the bottom roughness, flow conditions and sediment transport. Ripples and dunes are mainly discriminated according to their dimensions, dunes being typically about one order of magnitude higher than ripples and characterized by a length to water depth ratio which is much lower for ripples than for dunes (Kennedy 1963; Flemming 2000). It was also reported that no ripples can form for grains of median diameter greater than 0.6 mm (Coleman and Nikora 2011; Soulsby *et al.* 2012).

In the last decades, much work was devoted to understanding the processes of emergence of bedforms and of their development, in fluvial and coastal contexts. Some review papers have reported on this abundant literature (Engelund and Fredsøe (1982), Blondeaux (2001), Seminara (2010) among others). A unified description of bedform growth and saturation was proposed by Colombini and Stocchino (2011) and Charru *et al.* (2013) under steady unidirectional flows. Equilibrium time of bedforms development has also been considered (Baas 1993; Coleman *et al.* 2005). Equilibrium bedforms morphologies have been considered by Allen (1963, 1968), Yalin (1964), van Rijn (1984), Flemming (1988), van Landeghem *et al.* (2009, Soulsby *et al.* (2012).

Sediment-supply limited bedforms have received little attention when compared to the extended literature dedicated to bedforms under unlimited sediment-supply conditions. However, the in-situ conditions of a limited movable sediment stock are not so uncommon both in river and coastal contexts. Sediment limitation can be due to an unerodible bottom or partially immobile sediments. For example, Carling *et al.* (2000) described large sandy barchans migrating over an armor layer in the Rhine (Germany) downstream of a dam. Also, in the coastal context of the Channel, the sedimentary layer is highly heterogeneous in grain size and shape, leading sometimes to a significant sedimentary gradient between immobile zones and regions rich in movable sediments (Le Bot and Trentesaux 2004). Tuijnder *et al.* (2009) studied the relationship between dune geometry and the amount of movable sediments on an immobile gravel layer in an inclined 30 m flume. They found a strong relationship between the mobile volume of sediment and dune geometry. The supply-limited bedforms have lower lengths and heights than the bedforms observed in alluvial conditions according to these authors. They also pointed out that dunes become more irregular when sediment supply is increased. Empirical relationships between dune dimensions and supply limitation were proposed in the form of an exponential relation. Although the experimental conditions for Dréano *et al.* (2010) were different from Tuijnder *et al.* (2009), with a closed channel of very small dimensions and glass beads to simulate sediments, their results are in good agreement with those of Tuijnder *et al.* (2009). Another type of experimental installation – a divergent flume - was used by Rauen *et al.* (2009) to study the influence of supply limitation under non-uniform flow. Kleinhans *et al.* (2002) worked on the occurrence of bedforms in sediment supply-limited conditions with experiments in flume and in the field (river Allier, France) and river Waal, The Netherlands)).

The objectives of this paper are to extend the exploration of the effect of sediment supply on ripple growth and equilibrium state and to compare new data for dune bedforms measured in a flume designed for coastal studies (no slope) with results from Tuijnder *et al.* (2009).

3. Setup and experimental conditions

Experiments are carried in a current flume. This flume is 10-m-long, 0.49-m-wide without slope (Fig. 1). The current is generated by a recirculating pump. The flow rate can be adjusted in the range 0 - 100 L/s. The mean water depth d is measured above the flat sand layer at the beginning of each experiment. A carriage system above the flume allows the motion of the experimental device at a controlled speed. Traps at the downstream part of the flume are used to collect the transported sand. A length of 7.4 meters between the honeycomb, installed in the upstream part of the flume, and the traps is used for experiments.

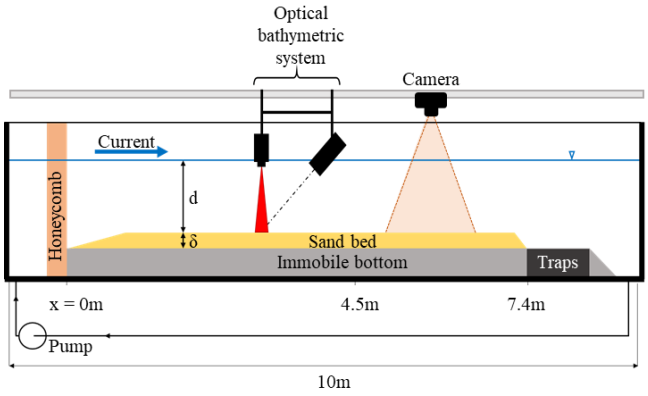

Figure 1. Schematic view of the flume with measurement equipment

The bottom of the flume is made of Polyvinyl Chloride (PVC). A sanding hand machine equipped with a coarse sand abrasive disk is used to adjust the roughness level to a homogeneous micro-surface roughness.

Velocity profiles without sediment have been performed as preliminary tests and have shown an established logarithmic velocity profile 4.5m downstream of the honeycomb. The flow is in the turbulent regime (Re >> 5000, where Re is the Reynolds number). The sandy part located in the region 4.50 m<x<7.4 m is investigated for the development of bed forms.

For present experiments, two different natural types of sand were selected. These sands are composed of quartz and come from a quarry. Their relative density is s=2.65 (where $s = \rho_s/\rho$ with ρ_s the sand density and ρ the fluid density in clear water). One of the two sand type is of medium grain size with a median diameter D_{50}=328µm and the second sand type is a coarse sand with D_{50}=617µm

which may form dunes (D_{50}>600µm, Coleman and Nikora 2011; Soulsby *et al.* 2012). Both sands are well-sorted according to Soulsby criterion, with the geometric standard deviation defined by $\sigma_g^2 = D_{84}/D_{16}$ equal to 1.5 and 1.4 respectively, where D_{84} and D_{16} are the grain diameter such as 84% and 16% in grain mass are smaller.

All the tests are conducted according to the same experimental protocol. First, the sand bed is flattened to reach a height noted δ (Fig. 1). During the tests, the current was regularly stopped, after fifteen minutes to one hour according to the current velocity, till a steady state is reached. At each stop, the sand accumulated in the downstream traps is spread in the upstream region (0 m<x<2.5 m). This sediment transfer fulfills the quasi-constant sediment supply condition.

Each time the current is stopped, top view photos of a 1.50 long extended region (5 m<x< 6.5 m) are taken with a high resolution camera (0.1mm per pixel). Positions of the bedforms crests are manually extracted. Each wavelength is calculated as the mean value of the crest-to-crest distance.

Several times in each experiment, optical bathymetries measured on a 2.3 m field length (4.5 m< x<6.8 m) are performed with a laser beam coupled to a camera with a spatial resolution of 0.05mm per pixel (Marin and Ezersky 2008). Post-processing is performed to detect position of crests and troughs. Individual structure heights are estimated from the elevation differences between the crest levels and the mean of the upstream and downstream associated trough levels. Then, mean wavelength and height are calculated.

The wavelengths were regularly measured from photos from the beginning of the experiment (flat bed) to the bedforms equilibrium state. Tests were carried out for different sediment thickness (Table 1), from a very thin sediment layer, approximately three grains diameters height, to unlimited sediment supply conditions, that is for a 5.5 cm sand thickness for present conditions. The height was measured about 5 times during growth phase of bedforms.

Test conditions are given in Table 1 and Table 2. Set M1 and Set M2 are performed with the medium sand whereas the other sets are carried out with the coarse one. For each set, 6 different tests are performed with different sediment supply conditions (except for Set C3: 5 thicknesses).

The main dimensionless parameters involved in this study are the Reynolds number (Re), the Shields parameter (θ), and the grain dimensionless diameter (D_*).

The flow Reynolds number is defined as follows:

$$Re = \frac{U\,d}{\nu} \qquad (1)$$

where:
U = mean flow velocity [m/s]
d = mean water depth [m]
ν = the fluid kinematic viscosity, ν=1.10^{-6} m²/s

The Shields parameter is defined as follow:

$$\theta = \frac{u_*^2}{(s-1)gD_{50}} \qquad (2)$$

where:
u_* = bed shear stress velocity [m/s]

The critical value of the Shields parameter for the sediment incipient motion θ_c is estimated using Soulsby's (1997) relation:

$$\theta_c = \frac{0.3}{1+1.2D_*} + 0.055(1 - \exp(-0.02D_*)) \qquad (3)$$

where:

$$D_* = \left\{\frac{(s-1)g}{\nu^2}\right\}^{1/3} D_{50} \qquad (4)$$

g = the acceleration due to gravity [m/s²]

The type of identified bedforms observed at the equilibrium state, when the amount of sand is unlimited, is indicated in Table 1 (Colombini and Stocchino 2011; Fourrière *et al*. 2010; Charru *et al.* 2013)

Table 1. Dimensional parameters

	Set M1	**Set M2**	**Set C1**	**Set C2**	**Set C3**
D_{50} [µm]	328	328	617	617	617
d [m]	0.25	0.25	0.195	0.25	0.25
U [m/s]	0.35	0.45	0.45	0.45	0.55
u'_* [m/s]	0.016	0.021	0.024	0.023	0.029
δ [cm]					
3 grains diameters	X	x	x	x	
0.5	X	x	x	x	x
1	X	x	x	x	x
2	X	x	x	x	x
3.5	X	x	x	x	x
5.5	X	x	x	x	x
Type of bedform	Ripple	Ripple	Dune	Dune	Dune

M= medium sand
C= coarse sand

Table 2. Dimensionless parameters

	Set M1	**Set M2**	**Set C1**	**Set C2**	**Set C3**
Re	87500	112500	87500	112500	137500
θ'	0.050	0.084	0.059	0.055	0.084
θ_c	0.036	0.036	0.030	0.030	0.030
D_*	8.3	8.3	15.6	15.6	15.6

4. Qualitative description

Figure 2 illustrates the equilibrium bedforms for sediment supply conditions varying from very limited to unlimited, for Set M1. Mature ripples can be observed at the equilibrium state. The sediment supply limitation clearly impacts the bed morphology. An increase of the mean ripple length is induced by a sediment thickness increase. Three distinct bed states can be identified according to sediment supply. Indeed, for very small initial sediment height (δ≈3 grains diameters and δ=0.5 cm), we observe an alternation of ripples and uncovered zones. Starved ripples are separated from each other by large immobile zones since the beginning of pattern formation until it reaches equilibrium. When sediment supply is increased but remains limited (δ=1cm and δ=2 cm), only some patches of immobile uncovered bottom are still visible at the end of the tests. For large sediment supply (δ=3.5cm and δ=5.5cm), the influence of supply limitation cannot be detected just by an observation of the bed surface.

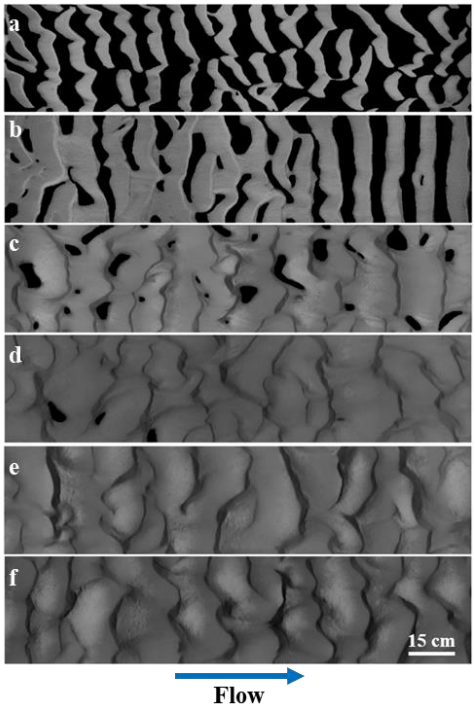

Figure 2. Top view photos at equilibrium state for each initial sediment thickness. Set M1. a) 3 grains diameters, b) 0.5cm, c) 1cm, d) 2cm, e) 3.5cm and f) 5.5cm. The bottom of the flume appears in black.

5. Time evolution as a function of the supply limitation

Set M1 was conducted under the weakest shear stress conditions for grains. In this case, the bedforms dynamics is relatively slow. It is therefore the best candidate set to analyze the influence of sediment supply on the growth of mean pattern geometric parameters. The wavelength growth is reported from the flat bottom to steady-state conditions. It is clear that the first bed-profile measured after 15 minutes cannot be used to identify directly an initial wavelength. In fact the initial wavelength corresponds to the first length that appear in the first instant of experiments. However, the growth phase of bedforms can be accurately analyzed. Figure 3 shows that the impact of the sediment thickness on the temporal evolution of the bedforms wavelength is significant.

For a very limited sediment supply (δ ≈ 3 grains diameters), the first wavelength detected corresponds approximately to 70% of the equilibrium wavelength, whereas it corresponds approximately to 45% for an important or even unlimited sand supply (δ = 5.5 cm). In addition, although the wavelength is rapidly of a great value for a very limited sediment supply, the remaining 30% of growth to reach equilibrium state requires a longer time than the one required to increase the mean length by 65% for unlimited sediment supply conditions. It can be concluded that the growth rate is much higher when sediment availability increases and that the processes of formation of the two equilibrium bedforms cannot be the same.

Two different formulations have been proposed to characterize bedform growth for unlimited supply. According to Nikora and Hicks 1997, the growth of average sediment geometric characteristics can be written in the form of a power law (Eq. 5). Then, Coleman *et al.* (2005) proposed an exponent adjusted to a large collection of experimental data for ripples and dunes. For length of ripples and dunes,

$$\frac{\lambda(t)}{\lambda_{eq}} = \left(\frac{t}{t_{eq}}\right)^{\gamma_p} \quad \text{for} \quad 0.01 < \frac{t}{t_{eq}} < 1 \qquad (5)$$

where:
λ = bedforms length, [m]
λ_{eq}, = bedforms equilibrium length, [m]
t = time, [s]
t_{eq} = the time to achieve equilibrium state, [s]
γ_p = the growth exponent

Coleman *et al.* (2005) defined the growth exponent as:

$$\gamma_p = 0{,}14\ D_*^{0{,}33} \qquad (6)$$

The second proposed evolution law for unlimited supply is an exponential law (Eq. 7). This kind of development equation was proposed by Baas (1993).

$$\frac{\lambda}{\lambda_{eq}} = 1 - \beta \exp\left(\frac{-t}{\alpha t_{eq}}\right) \qquad (7)$$

where:
α and β = dimensionless parameters.

The two equations were used to fit our data. For each test, t_{eq} was adjusted to generate the best fit with both the power law and the exponential law. Mean wavelength at equilibrium was estimated by its mean value for $t>t_{eq}$.

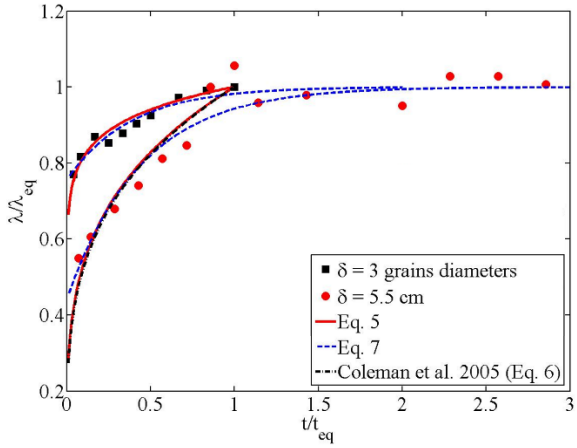

Figure 3. Time evolution of wavelength for two tests of Set M1 (δ=3 grains and δ=5.5cm). Best fit of power law (Eq. 5) and exponential law (Eq. 7) are plotted for both tests as well as Coleman et al. 2005 predicted power law (Eq. 6).

For unlimited supply (δ=5.5 cm), the growth law fits with the power law proposed by Coleman *et al.* (2005) with the same exponent (R^2=0.89) but the high slope of the curve leads to a deviation with the equilibrium wavelength when t/t_{eq} is approaching 1. The regression coefficient of the exponential law is lower (R^2=0.83) but insures the convergence towards the equilibrium state. For strong limited supply (δ≈3 grains diameters), the power law with Coleman exponent does not match and has to be adjusted (γ_p=0.089, R^2=0.92). The exponential law has also to be adjusted in strong supply limitation to fit experimental data (α=0.38, β=0.24, R^2=0.94).

Finally, the different sediment heights of Set M1 are analyzed to find the best fit. The two tests with very low sand supply fit the same exponential law or power law with the same adapted coefficient. The other four sediment heights corresponding to an intermediate (δ=1 cm; δ=2 cm) or infinite sediment supply (δ=3.5 cm; δ=5.5 cm) (Table 3) behave like the infinite sediment supply test plotted on Fig. 3. The power law with Coleman exponent still works with present tests conducted with a small supply limitation. Under strong supply limitation conditions (δ≈3 grains diameters; δ=0.5 cm), the physical processes are different and the time evolution of the bottom cannot be supported by the same equation.

Table 3. Best fit dimensionless laws coefficient

	Strong supply limitation	**Small or no supply limitation**
Power law ($0.01<t/t_{eq}<1$)	γ_p=0.07 R^2=0.72	γ_p=0.28 (Coleman *et al.* 2005 exponent) R^2=0.86
Exponential law	α=0.37 ; β=0.2 R^2=0.75	α=0.41 ; β=0.56 R^2=0.74

Equilibrium time for ripple length found by Coleman *et al.* (2005) for unlimited supply conditions are in the same order than the one measured in Set M1 with both limited and unlimited supply. However, significant different times of formation were measured according to sediment supply conditions (Fig. 4).

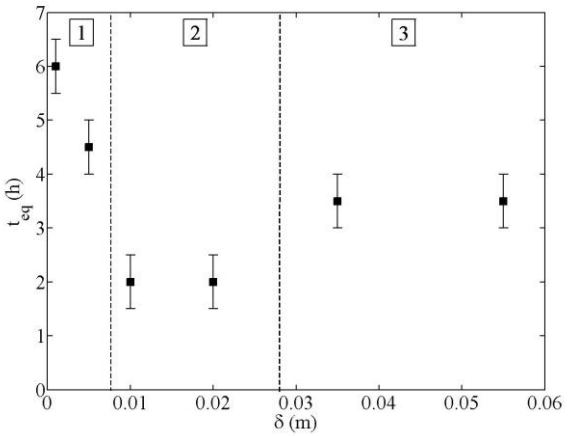

Figure 4. Evolution of the equilibrium time (t_{eq}) with the sediment height (Set M1). 1: Strong supply limitation; 2: Small supply-limitation; 3: Unlimited supply.

Tests conducted with a very limited sediment supply (Figure 4, range 1) are characterized by a long time to achieve the steady state. This can be explained by the small height of ripples in this case with small recirculation zones generated. This leads to limited exchange of sediment between ripples and consequently a long time to reach equilibrium. Range 2 of Figure 4 corresponds to a small supply limitation with mobile ripples whose troughs can reach the immobile bottom. For range 2, all the grains contribute to the movement and belong to ripples. The equilibrium time is lower in this zone. When an unlimited supply condition is simulated (range 3), the equilibrium time is intermediate. In this case, intense recirculation vortices are generated (Stoesser *et al.* 2008). The active layer is fully developed and it can be assessed that the equilibrium time is the necessary time for grains to organize in the whole active layer.

We obtain the same equilibrium time for wavelengths and heights for each sediment supply condition, as previously obtained by Baas (1993) and Coleman *et al.* (2005) for unlimited sediment supply.

6. The equilibrium state under limited sediment supply

1. Variation of bedform dimensions with supply limitation: results

Equilibrium is reached when mean geometric dimensions of bedforms become invariable in time. Let us consider the evolution of bedforms lengths and heights at

the equilibrium state when the sediment availability is varied.

Figure 5 shows that the bedforms heights at the equilibrium state increase for increasing values of the initial sediment thickness δ. The standard deviation for bedform heights is approximately 10% for all the tests.

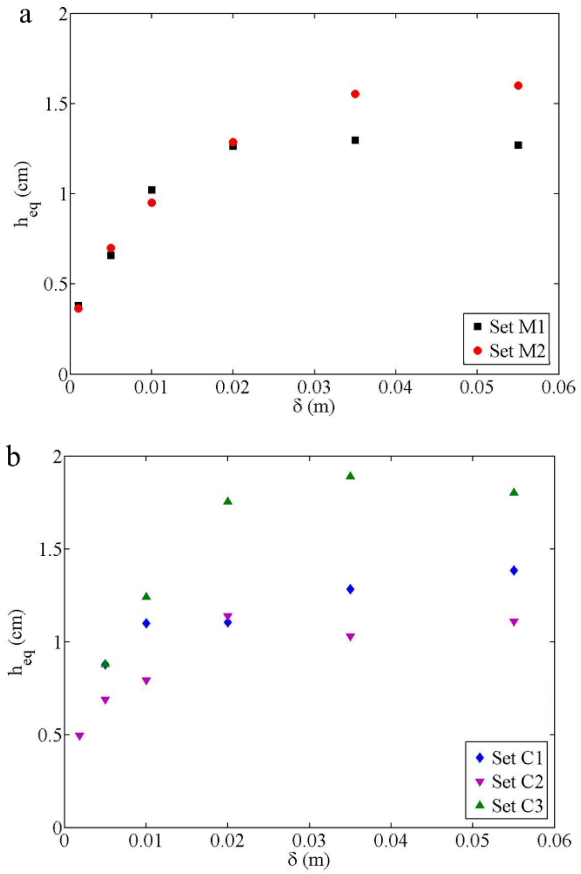

Figure 5. Variation of the bedforms heights at the equilibrium state with the initial sediment thickness. a: ripples; b: dunes.

Tests for thick initial sediment layers (δ>3.5 cm; Fig. 5) simulate unlimited supply conditions. For these conditions, present results show that bedforms heights depend on the flow conditions: an increase of the bottom shear stress leads to higher bedform heights. For example, for ripples (Sets M1 and M2, Fig. 5a), the skin friction Shields parameter equals to 0.050 and 0.084 for Set M1 and Set M2 respectively and leads to an increase of 0.3cm in the value of the equilibrium ripples heights under unlimited sediment supply.

When the sediment supply is limited (δ<3.5 cm), dunes and ripples do not show the same dependence with respect to the flow conditions (Fig. 5). For Set M1 and Set M2, ripples heights are similar for a fixed δ-value (Fig. 5a). As the 2 sets have been conducted with two different flow velocities (U=0.35m/s and U=0.45m/s for Set M1 and Set M2 respectively (Table 1)), ripple heights do not depend on the bed shear stress in this case. This behavior is not found for dunes (Sets C1, C2 and C3, Fig. 5b) where a dependence with flow conditions is pointed out.

Dune lengths (Sets C1, C2 and C3) at the equilibrium state do not exhibit a clear evolution with the sediment supply height (Figure 6b). This can be partly due to the few number of dunes formed in the flume for the involved tests, because of the relatively high dune length (approximately 60 cm (Fig. 6b)). This can also be attributed to the irregular nature of dunes formed with a standard deviation of about 40%. The same irregularity of dunes was reported by Tuijnder *et al.* (2009) in a longer channel.

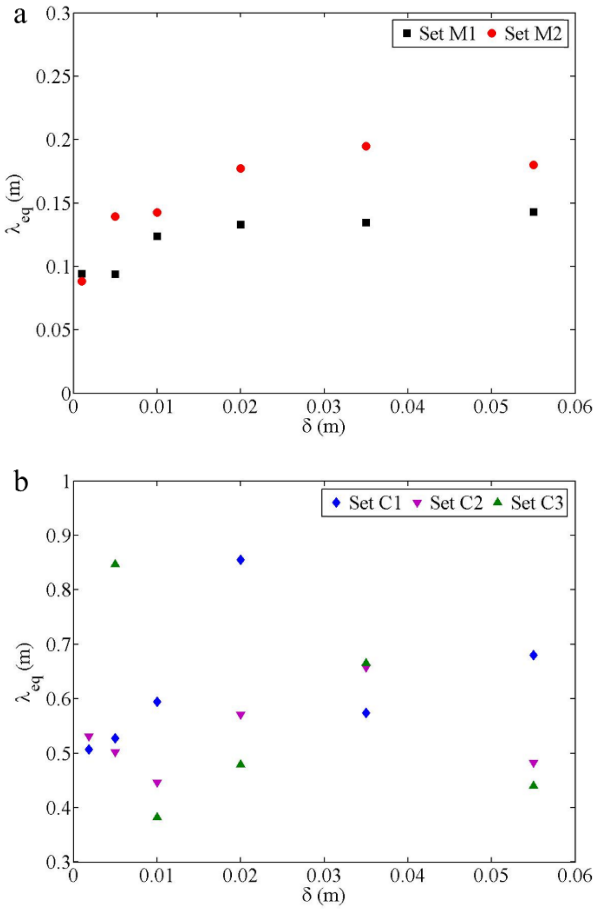

Figure 6. Variation of the bedforms wavelength at the equilibrium state with the initial sediment thickness. a: ripples; b: dunes.

For ripple length (Sets M1 and M2), numerous ripples with small lengths are formed and the mean length can be accurately estimated. The standard deviation for ripple length is about 20%; ripple lengths are less irregular than dune lengths. A clear increase of ripple lengths for increasing sediment supplies is shown in Figure 6a.

For unlimited conditions (δ>3.5 cm), the ripple lengths depend on the hydrodynamic conditions as for ripples heights but for supply-limited conditions ripple lengths

seem also to depend on the applied bottom shear stress (Fig. 6a).

2. Comparison with unlimited supply studies

Values for large initial sediment layers are supposed to simulate no supply limitation conditions. Thus, a comparison with previous empirical laws for unlimited sediment supply can be performed.

For ripples, the formulations that gives the closest value for length and height, with the experimental data under unlimited sediment supply, are the one proposed by Soulsby *et al.* (2012) for $1.2<D_*<16$:

$$h_{eq_inf} = 202\, D_{50} D_*^{-0.554} \qquad (8)$$

$$\lambda_{eq_inf} = D_{50}(500 + 1881 D_*^{-1.5}) \qquad (9)$$

where:
h_{eq_inf} and λ_{eq_inf} = respectively the height and length at the equilibrium state for unlimited sediment supply conditions [m]

According to Eqs. 8 and 9, ripple dimensions depend only on the grain density and diameter. Eq. 8 predicts a ripple wavelength of 0.19m for Sets M1 and M2 which is in the same order of magnitude than the values experimentally found. For ripple heights, Eq. 7 gives a value of 2 cm which in good agreement with Set M2 under unlimited sediment supply (h_{eq_inf} (M2) = 1.6 cm) while it slightly overestimates h_{eq_inf} for Set M1 (h_{eq_inf} (M1)=1.3 cm) in the same condition. In other words, it appears that the flow condition is a significant parameter for the estimation of ripples dimensions which is not the case in these formulations.

Equations 10 and 11 present the estimation of dune heights and wavelengths at the equilibrium state, for unlimited sediment supply, according to Allen (1968):

$$h_{eq_inf} = 0.086\, d^{1.19} \qquad (10)$$

$$\lambda_{eq_inf} = d^{0.6} \qquad (11)$$

Eq. 9 gives theoretical values for height of 1.2cm and 1.65cm for d=19.5cm and d=25cm respectively. The percentage of error obtain are 5% for Set C1, 23% for Set C2 and 13% for Set C3.

For dune wavelengths, we obtain under unlimited sediment supply a good agreement with Eq. 11.

In other words, the mean water depth is the most significant parameter for the estimation of dune lengths and heights.

3. Formulation for bedform dimensions in the case of sediment supply limitation

Tuijnder *et al.* (2009) proposed empirical laws to describe the evolution of equilibrium dunes lengths and heights with the sediment availability. These formulations were fitted with experiments conducted with coarse mobile sand (D_{50}=800 µm) on an immobile bottom composed of pebbles. The flume was covered with dunes at the equilibrium state. In the fluvial context of Tuijnder *et al.* (2009) experiments, the slope of the flume was adjusted to simulate the required flow ($-2.2< I_e <-0.5$, where I_e is the slope energy level). The objective is to determine if these formulae can be applied to present experiments for dunes and ripples formation, carried on in a coastal context with a nearly smooth immobile bottom. The range of velocities are of the same order than Tuijnder *et al.* (2009) but the grain size is smaller even for experiments with dunes.

Dune and ripple heights

Dune heights may be estimated at the equilibrium state for sediment supply limited conditions with Eq. 12, according to Tuijnder *et al.* (2009):

$$\frac{h_{eq}}{h_{eq_inf}} = 1 - \exp\left(\frac{-\delta}{\alpha_T\, h_{eq_inf}}\right) \qquad (12)$$

where:
α_T = a dimensionless coefficient (α_T=0.39)

Fig. 7 shows that dune heights at the equilibrium state for present tests (Sets C1, C2, C3) are in good agreement with Eq. 12, despite a difference in grain size (617 µm for present Sets C1, C2, C3) and 800 µm for Tuijnder *et al.* (2009) tests), and a strong difference in the immobile bottom roughness conditions. Then, in the range of parameters tested, the initial roughness of the bed and the sediment diameter do not seem to play a dominant role in dune height at equilibrium even for extremely limited sediment availability. We validate with present data Tuijnder hypothesis that relative dune heights can be related to relative thickness layer without dependence on flow velocity and sediment diameter. Furthermore, in spite of an additional force induced by the slope in Tuijnder experiments that may have a stabilizing effect on the bed structures (Fredsøe 1974), no significant difference with present tests (no slope) on the dune steady state is noticed.

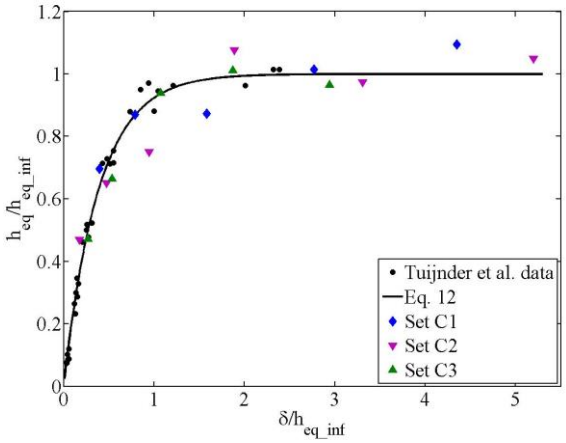

Figure 7. Variation of the relative dune height with the relative initial layer thickness.

For ripples, as pointed out on Fig. 5, the influence of flow conditions is only noted for unlimited sediment supply conditions. Thus, the relative ripple height cannot be related to the relative sediment thickness layer with Eq. 12. We propose an adaptation of Eq. 12 suggested by Tuijnder *et al.* (2009) for dune heights in order to take into account the effect of flow conditions on bedforms heights in the case of ripples:

$$\frac{h_{eq}}{h_{eq_inf}} = 1 - \exp\left(\frac{-\delta}{\alpha_T^{"}\,\theta'\,h_{eq_inf}}\right) \qquad (13)$$

where:

$\alpha_T^{"}$ = a dimensionless parameter fixed to $\alpha_T^{"}$=8.24

θ' = the Shields parameter calculated without bedforms or skin friction Shields parameter

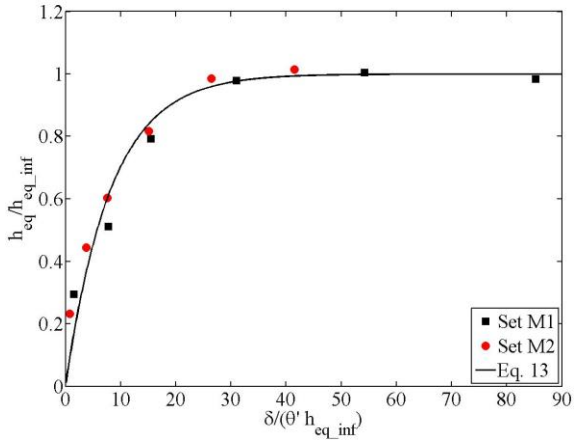

Figure 8. Variation of the relative ripple height with the relative initial sediment thickness.

The substitution of α_T parameter by a linear function depending on the Shields parameter applied on the initial bottom significantly improves the agreement with present results (Fig. 8; R^2=0.94). The bed shear stress influences ripple heights for sediment supply limited conditions.

Ripple lengths

Let us consider the ripples case. Concerning the equilibrium wavelengths, Tuijnder *et al.* (2009) dune model is applied to Set M1 and Set M2 (Eq. 14). In this equation, the calculation of the equilibrium wavelength depends on the bedform equilibrium heights for unlimited sediment supply conditions:

$$\frac{\lambda_{eq}}{\lambda_{eq_inf}} = 1 - \beta_T \exp\left(\frac{-\delta}{\gamma_T\,h_{eq_inf}}\right) \qquad (14)$$

where:

β_T and γ_T = dimensionless parameters

Tuijnder *et al.* (2009) suggested to use $\beta_T = 0.96$ and $\gamma_T = 0.24$ for dunes. These values induce a poor agreement for ripples (Fig. 9; R^2=0.76). A best fit is obtained for β_T =0.48 and γ_T =0.62 (R^2=0.89). However, more data are needed to confirm the coefficients adjustments in the case of ripples.

While ripple height seems to depend on the Shields parameter calculated on the flat bottom, no dependence with this parameter was detected for ripple length.

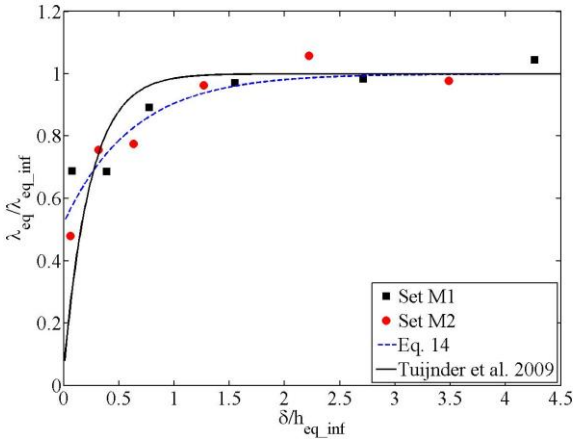

Figure 9. Variation of the relative ripple wavelength with the relative initial sediment thickness.

7. Conclusions

The main conclusions about this experimental study on dunes and ripples formation under supply limitation are the following ones.

For dunes:

- The heights and lengths at the equilibrium state under unlimited supply conditions agree with the relations suggested by Allen (1968).
- Heights at equilibrium increase when the sediment availability increased.
- The formulation proposed by Tuijnder *et al.* (2009) for dune heights in a fluvial context can be applied in a coastal context. It confirms that flow conditions and sediment diameter do not impact noticeably the relative dune height evolution versus relative thickness layer.
- No clear evolution with the sediment availability is found for dunes lengths.

For ripples:

- Heights and lengths at the equilibrium state in unlimited sediment supply conditions are in good agreement with the relation proposed by Soulsby *et al.* (2012).
- The time to reach the equilibrium state depends on the sediment supply limitation.

- The impact of the supply limitation on the ripple length growth is shown. For unlimited sediment supply conditions, the temporal variation of ripple length can be described by a power law (Eq. 4; Coleman *et al.* (2005)).
- Lengths and heights increase for increasing sediment availability.
- New coefficients are given to adjust the model of Tuijnder *et al.* (2009) for ripples length evolution versus the sediment supply availability.
- An adaptation of the relation initially proposed by Tuijnder *et al.* (2009) for dunes heights at the equilibrium state under sediment supply limitation is suggested in the case of ripples, introducing a coefficient involving the skin friction Shields parameter.

This experimental study shows differences between dunes and ripples evolution of dimensions at equilibrium when varying the sediment supply-limitation. More tests should be performed to validate new present results for ripples.

Future studies may consider the sediment transport and the migration speed of bedforms in sediment limited supply conditions.

Acknowledgments

The authors express their sincere thanks to the Normandy region (SCALE Research Network) for funding this work. The help of master student C. El Hadi for the flume experiments was greatly appreciated.

References

Allen, J. R. L. 1963. "The classification of cross-stratified units. With notes on their origin", *Sedimentology*, 2(2), 93-114.

Allen, J. R. L. 1968. "Sand waves: a model of origin and internal structure", *Sedimentary geology*, 26(4), 281-328.

Baas, J. H. 1993. *Dimensional analysis of current ripples in recent and ancient depositional environments*, Faculteit Aardwetenschappen.

Blondeaux, P. 2001. "Mechanics of coastal forms", *Annual Review of Fluid Mechanics*, 33(1), 339-370.

Carling, P. A., Golz, E., Orr, H. G. and Radecki-Pawlik, A. 2000. "The morphodynamics of fluvial sand dunes in the River Rhine, near Mainz, Germany. I. Sedimentology and morphology", *Sedimentology*, 47(1), 227-252.

Charru, F., Andreotti, B. and Claudin, P. 2013. "Sand ripples and dunes", *Annual Review of Fluid Mechanics*, 45, 469-493.

Coleman, S. E., Zhang, M. H. and Clunie, T. 2005. "Sediment-wave development in subcritical water flow", *Journal of Hydraulic Engineering 131*, 2, 106-111.

Coleman, S. E. and Nikora, V. 2011. "Fluvial dunes: initiation, characterization, flow structure", Earth *Surface Processes and Landforms 36*, 1, 39-57.

Colombini, M. and Stocchino, A. 2011. "Ripple and dune formation in rivers", *Journal of Fluid Mechanics*, 673, 121-131.

Dreano, J., Valance, A., Lague, D. and 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.

Engelund, F. and Fredsøe, J. 1982. "Sediment ripples and dunes", *Annual Review of Fluid Mechanics*, 14(1), 13-37.

Flemming, B.W. 1988. Zur Klassifikation subaquatischer, strömungstransversaler Transportkörper. *Bochumer geologische und geotechnische Arbeiten* 29, 44-47.

Flemming, B. W. 2000. The role of grain size, water depth and flow velocity as scaling factors controlling the size of subaqueous dunes. In: *Marine Sandwave Dynamic, International Workshop* (T. Garlan & A. Trentesaux, eds.), Université de Lille 1, 55–60.

Fourrière, A., Claudin, P. and Andreotti, B. 2010. "Bedforms in a turbulent stream: formation of ripples by primary linear instability and of dunes by nonlinear pattern coarsening", *Journal of Fluid Mechanics 649*, 287-328.

Fredsoe, J. 1974. "On the development of dunes in erodible channels", *Journal of Fluid Mechanics 64*, 1, 1-16.

Kennedy, J. F. 1963. "The mechanics of dunes and antidunes in erodible bed channels", *Journal of Fluid Mechanics 16*, 521-544.

Kleinhans, M. G., Wilbers, A. W. E., De Swaaf, A. and Van den Berg, J. H. 2002. "Sediment supply-limited bedforms in sand-gravel bed rivers", *Journal of sedimentary research*, 72(5), 629-640.

Le Bot, S. and Trentesaux, A. 2004. "Types of internal structure and external morphology of submarine dunes under the influence of tide- and wind-driven processes (Dover Strait, northern France)", *Marine Geology*, 211(1-2), 143-168.

Marin, F. and Ezersky, A. B. 2008. "Formation dynamics of sand bedforms under solitons and bound states of solitons in a wave flume used in resonant mode", *European Journal of Mechanics-B/Fluids*, 27(3), 251-267.

Nikora, V. I. and Hicks, D. M. 1997. “Scaling relationships for sand wave development in unidirectional flow”, *Journal of Hydraulic Engineering 123*, 12, 1152-1156.

Rauen, W. B., Lin, B. and Falconer, R. A. 2009. “Modelling ripple development under non-uniform flow and sediment supply-limited conditions in a laboratory flume”, *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, 82, 452-460.

Seminara, G. 2010. “Fluvial sedimentary patterns”, *Annual Review of Fluid Mechanics*, 42, 43-66.

Soulsby, R. 1997. *Dynamics of marine sands: a manual for practical applications*, Thomas Telford.

Soulsby, R. L., Whitehouse, R. J. S. and Marten, K. V. 2012. “Prediction of time-evolving sand ripples in shelf seas”, *Continental Shelf Research*, 38, 47-62.

Stoesser, T., Braun, C., Garcia-Villalba, M. and Rodi, W. 2008. “Turbulence structures in flow over two-dimensional dunes”, *Journal of Hydraulic Engineering*, 134(1), 42-55.

Tuijnder, A. P., Ribberink, J. S. and Hulscher, S. J. 2009. “An experimental study into the geometry of supply-limited dunes”, *Sedimentology*, 56(6), 1713-1727.

van Landeghem, K.J.J., et al. 2009. Post-glacial sediment dynamics in the Irish Sea and sediment wave morphology: Data–model comparisons. Continental Shelf Research 29: 1723–1736.

van Rijn, L. C. 1984. “Sediment transport, part III: bed forms and alluvial roughness”, *Journal of hydraulic engineering*, 110(12), 1733-1754.

Yalin, M. S. 1964. “Geometrical properties of sand wave”, *Journal of the Hydraulics Division*, 90(5), 105-119.