UCLouvain

École polytechnique de Louvain

Étude expérimentale et numérique du transport de sédiment dans un coude à 90°

Auteurs : **Stéphanie Abbeels**, **Marie Messens**
Promotrice : **Sandra Soares Frazão**
Lecteurs : **Olivier Carlier d'Odeigne**, **Benoit Pardoen**, **Catherine Swartenbroekx**
Année académique 2018–2019
Master [120] : ingénieur civil des constructions

Maintenant que ce travail est fini, nous pouvons regarder en arrière et voir tout ce que cette aventure nous a apporté. Beaucoup de temps passé en laboratoire, beaucoup de découvertes, quelques déceptions et surtout beaucoup d'entraide. Cette entraide nous l'avons ressentie entre nous, mais aussi autour de nous et nous avons tellement de personnes à remercier pour leur soutien dans cette belle épreuve.

Commençons par notre promotrice, Sandra Soares Frazão, sans qui ce mémoire n'aurait jamais vu le jour. Ses précieux conseils, sa motivation et sa disponibilité pour une réunion ou pour un mail à toute heure nous ont guidées et encouragées tout au long de cette année.

Nous aimerions aussi remercier toute l'équipe du laboratoire pour la disponibilité du matériel et surtout pour leur gentillesse et leur bienveillance face à nos questions. Un grand merci tout particulier à Samuel qui nous a souvent sorties de situations délicates et ce toujours avec une touche d'humour et un grand sourire. Quel plaisir de travailler dans ce laboratoire !

Merci à Ferdinand pour son accompagnement tout au long de cette année et pour ses talents de relecteur. Merci aussi à Jeanne, à Nathalie et à Jacques pour leur relecture attentive et toutes les coquilles qu'ils nous ont permis d'éviter.

Merci à nos lecteurs, Catherine Swartenbroekx, Benoit Pardoen et Olivier Carlier d'Odeigne. Nous espérons que vous entretiendrez ou que vous découvrirez grâce ce mémoire une passion pour l'hydraulique.

Merci aussi à Myriam Abou-Habib et Julien Michaux pour leur excellent travail qui nous a permis d'avoir de bonnes bases pour nous lancer dans cette aventure.

Enfin, merci à nos familles et à nos amis qui nous ont soutenues que ce soit à la maison, au laboratoire, en salle info ou à la bibliothèque. A vous tous, merci de nous avoir supportées, même lorsque nos blagues étaient de moins en moins drôles en raison des longues heures passées penchées sur notre canal ou sur nos écrans.

ABSTRACT

Predicting the morphological changes induced by fast transient flows such as flash floods or dam-break flows is still a challenging task, especially when sediment transport is considered. In order to validate numerical simulation tools designed for such flow conditions, reliable experimental data is needed. In previous experiments performed over a fixed bed, it was observed that the fast one-dimensional dam-break wave issued from the reservoir first reflects against the bend, then a hydraulic jump is formed and starts moving back in the upstream direction and, at the same time, the remaining part of the initial wave propagates further downstream with strong two-dimensional flow patterns due to the sudden change in flow direction.

In this paper, experiments of the same type are presented, but over a mobile bed made of coarse uniform sediments. The initial conditions consist of a constant water-depth in the upstream reservoir and a saturated sediment bed with an initial thickness downstream. Due to the strong reflection of the flow in the bend, complex morphological patterns can be observed, with significant erosion and deposition. Measurements were obtained using non-intrusive devices to capture the free-surface evolution as well as the bed morphological evolution. The free-surface evolution was measured using ultrasonic probes at several locations. The bed morphological evolution was measured using digital imaging devices and a laser-sheet to isolate given cross-sections of the flow on the images. Such a technique proved its efficiency in slower flow conditions, but its application to the present case with a fast flow involving significant sediment transport is challenging.

These measurements were then compared to numerical simulations performed using a finite-volume scheme with a lateralized Hart-Lax-Van Leer-Contact scheme for the flux predictions. This scheme solves in a coupled way the system composed by the shallow-water equations and the Exner equation for the bed morphology. Sediment transport is predicted using the Meyer-Peter and Müller formula. Finally, a discussion of the numerical results is proposed, through the comparisons with the experimental data.

Résumé

Prévoir les changements morphologiques induits par des écoulements rapides et transitoires tels que les crues éclair ou les ruptures de barrage reste une tâche ardue, en particulier lorsque l'on tient compte du transport des sédiments. Des données expérimentales fiables sont nécessaires pour valider les outils de simulation numérique conçus pour de telles conditions d'écoulement. Lors d'expériences précédentes effectuées sur un lit fixe, il a été observé que l'onde unidimensionnelle rapide issue du réservoir et due à la rupture de barrage, se réfléchissait d'abord dans le coude et qu'ensuite un ressaut hydraulique se créait qui commençait à remonter vers l'amont. Au même moment, le reste de l'onde initiale se propageait vers l'aval avec un comportement bidimensionnel dû au changement soudain de la direction du flux.

Dans ce mémoire, des expériences de même type sont présentées, mais sur un lit mobile constitué de sédiments uniformes grossiers. Les conditions initiales consistent en une profondeur d'eau constante dans le réservoir et en un lit de sédiment d'une épaisseur initialement définie dans le canal. En raison de la forte réflexion de l'écoulement sur le coude, des schémas morphologiques complexes peuvent être observés, avec une érosion et un dépôt importants. Les mesures ont été obtenues à l'aide de dispositifs non intrusifs pour capturer l'évolution de la hauteur d'eau ainsi que l'évolution morphologique du lit. L'évolution de la surface libre a été mesurée à l'aide de sondes à ultrasons placées tout le long du canal. L'évolution morphologique du lit a été déterminée au moyen d'appareils d'imagerie numérique et d'une feuille laser afin d'isoler des sections transversales de l'écoulement sur les images. Une telle technique a prouvé son efficacité dans des conditions d'écoulement plus lent, mais son application avec un écoulement rapide impliquant un transport important de sédiment est plus complexe.

Ces mesures ont ensuite été comparées à des simulations numériques effectuées à l'aide d'un schéma de volumes-finis combiné à un solveur Hart-Lax-VanLeer-Contact latéralisé pour les prédictions de l'écoulement. Ce schéma résout de manière couplée le système composé des équations en eau peu profonde et de l'équation d'Exner pour la morphologie du lit. Le transport des sédiments est prédit initialement à l'aide de la formule de Meyer-Peter et Müller. Pour terminer, une discussion des résultats numériques en comparaison avec les données expérimentales sera proposée.

Table des matières

1. Introduction *1*

2. État de l'art *3*

2.1. Définitions et termes importants **3**

2.1.1. Régimes d'écoulement 3

2.1.2. Ressaut hydraulique 4

2.1.3. Le transport solide 4

2.1.4. Forces en présence 6

2.1.5. Formes de fond 6

2.2. Rupture de barrage dans un coude **7**

2.2.1. Modèle 2D sans sédiment 7

2.2.1.1. Physique du problème 7

2.2.1.2. Dispositif expérimental 8

2.2.1.3. Modélisation numérique 8

2.2.1.4. Comparaison entre les modélisations expérimentale et numérique 9

2.2.1.5. Conclusion 10

2.2.2. Modèle 2D avec sédiments 11

2.2.2.1. Modèles de description de l'écoulement 11

2.2.2.2. Modèle expérimental 13

2.2.2.3. Modèle numérique 13

2.3. Mesures expérimentales d'une rupture de barrage sur lit mobile : Cas d'un élargissement brusque asymétrique **14**

2.3.1. Dispositif expérimental 15

2.3.2. Description de l'écoulement 15

2.3.3. Techniques de mesure 16

2.4. Modèles numériques d'une rupture de barrage sur lit mobile : Cas d'un élargissement brusque symétrique **16**

2.4.1. Description des cas test et des mesures expérimentales 17

2.4.1.1. Dispositif expérimental 17

2.4.1.2. Descriptif de l'expérience 18

2.4.1.3. Mesures expérimentales 18

2.4.2. Comparaison de divers modèles numériques (*Benchmark Test*) 19

2.4.2.1. Observations générales 19

2.4.2.2. Prédiction des niveaux d'eau 19

2.4.2.3. Prédiction des niveaux de sédiments 20

2.4.2.4. Conclusion 22

2.4.3. Application du modèle CWL 2D au cas test 23

2.4.3.1. Niveau d'eau 23

2.4.3.2. Niveau du lit 24

2.4.3.3. Influence du maillage 24

2.4.3.4. Influence de la formule de transport 25

2.5. Rupture de berge **26**

2.5.1. Mécanisme de rupture de berge 27

2.5.2. Types de rupture 27
2.5.2.1. Rupture de berge globale 27
2.5.2.2. Rupture de berge locale 28
2.5.3. Opérateur de rupture de berge 28
2.5.4. Expérience d'un brèche intégrale dans une digue de sable 29
2.5.4.1. Dispositif expérimental 30
2.5.4.2. Simulations numériques 30
2.5.4.3. Comparaison des résultats expérimentaux et numériques 30
2.5.4.4. Rôle de l'opérateur de rupture de berge 31

3. Dispositif expérimental 33

3.1. Description du canal 33

3.2. Techniques de mesure 35
3.2.1. Détecteurs de distance à ultrasons 35
3.2.1.1. Principe de fonctionnement 35
3.2.1.2. Placement des capteurs 35
3.2.1.3. Matériel d'acquisition 36
3.2.1.4. Calibration des capteurs 36
3.2.2. Technique de la feuille laser 37
3.2.2.1. Principe de fonctionnement 37
3.2.2.2. Réflexion et réfraction 39

3.3. Description qualitative de l'expérience 40

4. Le modèle numérique 43

4.1. Description du modèle 44
4.1.1. Géométrie du modèle 44
4.1.2. Implémentation du modèle 44

4.2. Description des équations 44
4.2.1. Equations générales 44
4.2.1.1. Saint-Venant–Exner 45
4.2.1.2. Formules de transport 45
4.2.2. Analyse des valeurs propres du système 47
4.2.2.1. Matrice Jacobienne et pseudo-Jacobienne 49
4.2.2.2. Expression analytique approchée des caractéristiques 49
4.2.3. Terme source 50

4.3. Schéma numérique des volumes-finis et HLLC solveur 50
4.3.1. Schéma des volumes-finis du premier ordre 50
4.3.2. Discontinuités 51
4.3.3. Solveur HLLC 52

4.4. Rupture de berge 54
4.4.1. Introduction 54
4.4.2. Schéma principal de calcul 55

4.5. Condition aval 55

4.6. Condition de stabilité (CFL) 56

4.7. Direction du débit solide 56

4.8. Conclusion 57

5. Résultats antérieurs 59

5.1. Modélisation de l'écoulement 59

5.1.1. Modélisation expérimentale 59

5.1.2. Modélisation numérique 59

5.1.2.1. Vue en plan 59

5.1.2.2. Élévation 60

5.1.2.3. Conditions initiales 61

5.1.2.4. Conditions aval 61

5.2. Comparaison des résultats 61

5.2.1. Niveaux d'eau 61

5.2.2. Topographie finale 62

5.2.3. Évolution des sédiments en fonction du temps 63

5.2.3.1. Évolution des antidunes 64

5.2.3.2. Évolution du lit à l'aval du coude 64

5.2.4. Formules de transport 65

5.2.5. Conclusion 67

6. Résultats expérimentaux 69

6.1. Niveaux d'eau dans le canal 69

6.2. Topographie finale du lit de sédiment 69

6.3. Mesure de l'évolution du lit de sédiment 70

6.3.1. Procédure d'obtention des résultats expérimentaux 71

6.3.1.1. Types de caméras et de lasers 71

6.3.1.2. Position de la caméra en plan 72

6.3.1.3. Position verticale de la caméra 72

6.3.2. Évolution du lit à l'aval du coude 73

6.3.2.1. Réfraction et perte d'information 73

6.3.2.2. Calibration des profils par rapport à la présence d'eau 77

6.3.2.3. Application de la calibration aux résultats dans le coude 78

6.3.2.4. Vérification de la mesure en oblique du profil 80

6.3.3. Évolution des antidunes 82

6.3.3.1. Calibration des données 82

6.3.3.2. Résultats expérimentaux 84

7. Résultats numériques 87

7.1. Géométrie et conditions 87

7.1.1. Géométrie du dispositif numérique et maillage 87

7.1.2. Conditions initiales 88

7.1.3. Condition limite aval 89

7.1.3.1. Résultats initiaux 89

7.1.3.2. Changement de la géométrie numérique 90

7.1.3.3. Correction du code source 91

7.2. Rupture de berge 92

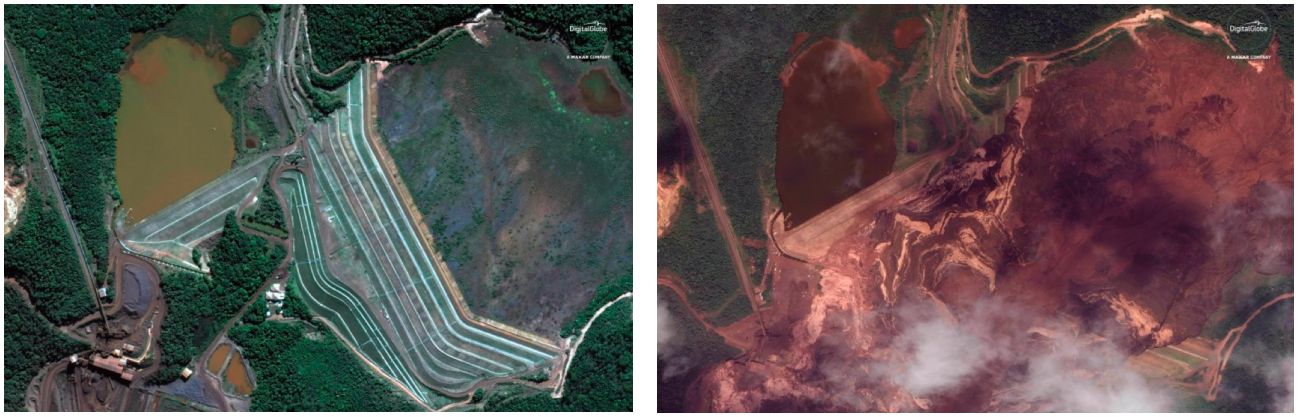
7.3. Formules de transport 92

7.3.1.1. Comparaison des niveaux du lit 93
7.3.1.2. Comparaison des niveaux d'eau 96
7.4. Maillages 96
7.5. Coefficients de rugosité de Manning 98
7.6. Résultats numériques finaux 100
8. Comparaison des résultats 103
8.1. Comparaison des niveaux d'eau 103
8.2. Comparaison de la topographie finale 105
8.3. Comparaison de l'évolution du lit de sédiment 106
8.3.1. Évolution des antidunes 106
8.3.2. Évolution du lit de sédiment à l'aval du coude 106
9. Perspectives 109
9.1. Pistes d'amélioration expérimental 109
9.2. Pistes d'amélioration numériques 109
9.2.1. Prise en compte de la variation verticale des variables 109
9.2.2. Modèle d'équations 110
9.2.3. Rugosité du lit 110
10. Conclusion 111
11. Bibliographie 115
Annexes 122
A. Benchmark Test 122
B. Dérivées partielles des formules de transport 124
C. Courants secondaires 126

1. Introduction

Depuis toujours, les ruptures de barrage ont eu des conséquences désastreuses en termes de vies humaines mais aussi d'écologie. Les causes de rupture sont diverses : elles peuvent être techniques (relatives à des défauts de conception, de matériaux ou de fonctionnement ou encore au vieillissement des installations), naturelles (dues à des crues extrêmes, des séismes, des glissements de terrain) ou humaines (suite à des erreurs d'exécution, de maintenance, de surveillance et dans certains cas dues à de la malveillance) (Bourillet, 2001).

Une rupture de barrage provoque une élévation brutale de la hauteur d'eau en aval de celui-ci et génère une vague qui entraine les sédiments sur son passage, pouvant submerger toute la vallée. Certaines ruptures sont dès lors terriblement meurtrières. Ces accidents arrivent partout dans le monde et ce depuis que les barrages existent : le barrage de Fushan (Fu, 1998) en Chine a causé la mort d'au moins 10 000 personnes en 516a.C.n. ; à South Fork aux États-Unis, la rupture du barrage a tué plus de 2 200 personnes en 1889 ; en 1979 à Machu en Inde 2 000 personnes ont perdu la vie (Lestienne, 2014). Plus récemment encore, à Brumadinho au Brésil, ce 25 janvier 2019, une rupture de barrage minier a causé la mort de 237 personnes comme le montre la Figure 1. Le nombre total (hors Chine) de personnes tuées à cause de ruptures de barrage au cours du 20ème siècle s'élève à 13 500. En Chine, rien que pour la rupture du barrage de Banqiao en 1975, le total est de 80 000 à 230 000 victimes (Barlow, 2007). Les conséquences de ces ruptures sont donc énormes et nécessitent de pouvoir être prédites avec le plus de précision possible.



(a) (b)

Figure 1 – Vue aérienne du barrage de Brumadinho (a) avant et (b) après la rupture du 25 janvier 2019 (Slattery, 2019)

De plus, actuellement, de nombreux barrages construits au siècle dernier souffrent de dégradations liées à l'usure et au vieillissement. Combinées au changement climatique mondial qui induit de nouvelles conditions extrêmes, les défaillances de barrages sont de plus en plus susceptibles de se produire. Malheureusement, le mode de déversement des eaux consécutif à la rupture d'un barrage est assez compliqué à prévoir et il est donc difficile d'estimer le risque d'inondation pour la population vivant en aval de celui-ci. Le besoin de simulations numériques précises est donc d'une importance primordiale pour pouvoir évaluer ce risque et limiter les pertes humaines. Cependant, les données de terrain mesurées lors d'événements réels étant rares, des mesures expérimentales fiables sont nécessaires pour valider les outils de simulation numérique conçus pour modéliser ces conditions d'écoulement transitoire rapide.

Lorsqu'un tel écoulement se produit sur un lit mobile, les processus d'érosion et de dépôt associés sont considérables et peuvent remodeler la vallée en aval de la rupture. Cela souligne l'importance de prendre ces changements morphologiques en compte dans l'évaluation des risques et dans la planification des sauvetages éventuels. Dans ce travail de fin d'études, un écoulement suite à une rupture de barrage dans un canal avec un coude à 90° est modélisé autant numériquement qu'expérimentalement. Le transport de sédiments dans l'écoulement induit des schémas morphologiques complexes et modifie de manière significative l'écoulement.

Jusqu'à présent, aucun modèle numérique ne permet de prédire avec précision ce phénomène de transport de sédiment dans une configuration bidimensionnelle (2D) lors de la propagation d'une vague rapide sur un lit érodable. Un test de comparaison de différents modèles numériques a été proposé à 12 équipes de chercheurs dans le monde entier à propos d'une situation de rupture de barrage (Soares Frazão et al., 2012) et les résultats qui en ressortent montrent la grande variabilité qui existe entre les différents modèles de prédiction de ces changements morphologiques. La difficulté principale réside dans le fait que l'écoulement transitoire rapide est combiné à un transport intense de sédiments et à une géométrie 2D, ce qui est difficile à considérer dans un seul modèle.

Ce travail de fin d'études va donc tenter d'illustrer les forces et les limites d'un modèle numérique qui prend en compte les équations de Saint-Venant—Exner et sa résolution est basée sur un modèle de volumes-finis entièrement couplé à un solveur Harten-Lax-Van Leer avec discontinuités de contact (HLLC) modifié pour tenir compte d'un nouvel estimateur de vitesse de l'onde dans le calcul de l'écoulement.

Afin d'évaluer l'efficacité du modèle numérique, un modèle expérimental est mis en place, permettant de fournir suffisamment de données pour obtenir une comparaison fiable entre les deux modèles. Ce dispositif expérimental comporte un canal avec un coude à 90° et un lit érodable constitué de sable grossier uniforme.

Ce travail de fin d'études poursuit les nombreuses recherches déjà réalisées dans le domaine, notamment la thèse de Sandra Soares Frazão (2002) dont le modèle s'est déjà révélé efficace pour représenter les écoulements transitoires rapides en cas de rupture de barrage sur un lit fixe, ainsi que son extension au modèle avec sédiments (Soares Frazão et al., 2010) amélioré par l'ajout d'un opérateur de rupture de berge (Swartenbroekx et al., 2010). En particulier, ce travail est la suite directe du mémoire élaboré par Myriam Abou-Habib et Julien Michaux en 2017.

Ce travail commence dès lors par un état de la littérature relative aux ruptures de barrage, liée tant au côté expérimental qu'au côté numérique. Ensuite, le dispositif expérimental est décrit, avec les techniques utilisées pour obtenir des mesures de niveau d'eau et d'évolution du lit, suivi d'une brève présentation de la physique de l'écoulement. Le modèle numérique est ensuite expliqué avec les diverses améliorations qui lui sont apportées. Enfin, les résultats expérimentaux et numériques sont comparés et une discussion est proposée sur les limites du modèle et ses pistes d'amélioration.

2. État de l'art

Dans cette section plusieurs travaux touchant au même domaine que ce mémoire sont présentés. Ils mettent en lumière différents mécanismes repris dans les modèles numérique et expérimental utilisés. Un accent particulier est mis sur la thèse de Soares Frazão (2002) puisqu'elle traite de la même problématique d'écoulement dans un coude suite à une rupture de barrage mais cette fois sans sédiment. De plus, le dispositif expérimental utilisé est le même et une évolution du code numérique créé lors de cette thèse est à la base de celui utilisé dans ce présent mémoire.

Le travail de fin d'études réalisé par Abou-Habib et Michaux en 2017 dans la suite duquel s'inscrit ce mémoire, n'est pas présenté dans cette partie, mais sera repris en détail dans le Chapitre 5.

Cet état de l'art présente plusieurs aspects. Premièrement, quelques termes importants sont définis. Ensuite certaines recherches concernant les ruptures de barrage et les écoulements sur lit mobile sont détaillées, tant pour leur caractère expérimental que pour l'intérêt de leurs modèles mathématiques et numériques.

2.1. Définitions et termes importants

Dans cette section, plusieurs termes en lien avec les écoulements à surface libre sur lit mobile sont définis : les régimes d'écoulements, le ressaut hydraulique ainsi que le transport solide, son processus et les formes de fond qui en découlent. La plupart de ces concepts sont décrits dans les cours *Applied Hydraulics : open channel flow* et *Hydraulique Fluviale*, donnés par Soares Frazão à l'Université Catholique de Louvain.

2.1.1. Régimes d'écoulement

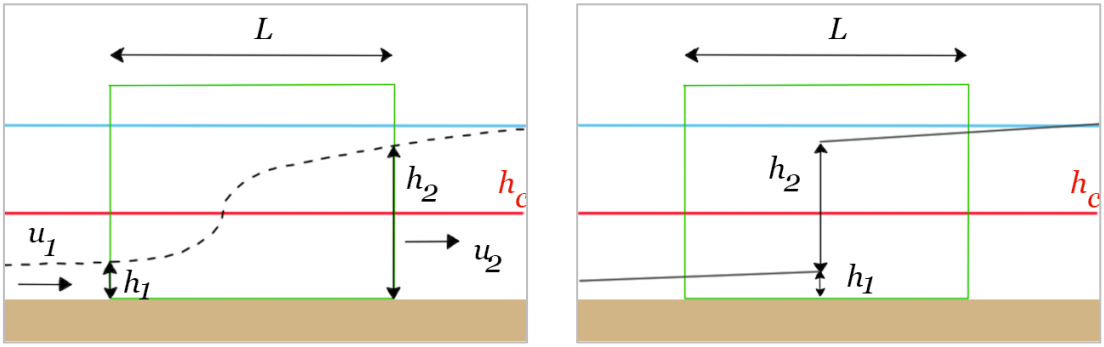
Tout d'abord, il existe plusieurs types de régime liés aux écoulements à surface libre et ceux-ci sont classés en fonction de leur vitesse. Si la vitesse V de l'écoulement est égale à la vitesse c de propagation d'une perturbation, alors le nombre adimensionnel de Froude $F_r = \frac{V}{c}$ vaut 1 et l'écoulement est dit en *régime critique*. La hauteur d'eau qui correspond à ce régime, c'est-à-dire qui admet un débit selon lequel $V = c$, est appelée la *hauteur critique* h_c.

Si la vitesse de l'écoulement est plus petite que la vitesse de propagation c, le nombre de Froude est plus petit que 1 et le régime est dit *subcritique*. Une perturbation peut alors remonter vers l'amont depuis l'aval. La hauteur d'eau, quant à elle, est supérieure à la hauteur correspondante au régime critique.

A l'inverse, le régime est dit *supercritique* quand la vitesse de l'écoulement est plus grande que la vitesse de propagation, c'est-à-dire quand le nombre de Froude est supérieur à 1. Les perturbations dans ce cas ne peuvent pas remonter vers l'amont et les conditions aval n'ont alors aucune influence sur l'écoulement. La hauteur d'eau est plus petite que la hauteur critique.

2.1.2. Ressaut hydraulique

Un *ressaut hydraulique* est une brusque élévation du niveau d'eau sur une certaine longueur L. L'écoulement passe alors soudainement d'une hauteur $h_1 < h_c$ (où h_c est la hauteur critique) à une hauteur $h_2 > h_c$. Le ressaut permet donc de faire le lien entre axe supercritique et axe subcritique. Mathématiquement, ce ressaut est considéré comme une discontinuité, c'est-à-dire qu'en un point la hauteur passe de h_1 à h_2, comme représenté à la Figure 2.



(a) (b)

Figure 2 – Ressaut hydraulique (a) sur une longueur L et (b) considéré comme une discontinuité mathématique (Ancey, 2018)

2.1.3. Le transport solide

Le transport de sédiment dans un cours d'eau peut se diviser en deux grandes catégories : le transport par suspension et le transport de fond, aussi appelé charriage. Ces différents types de transport sont représentés à la Figure 3.

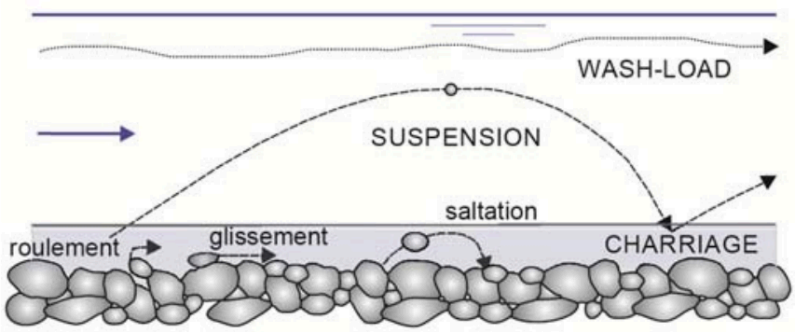


Figure 3 – Modèle de transport des sédiments dans un canal (Soares Frazão, 2018)

Premièrement, le *transport par suspension* reprend les grains se déplaçant dans la colonne d'eau sans toucher le fond. Ces derniers sont des grains souvent de petits diamètres (limon, argile, sable très fin), considérés comme non cohésifs, indépendants les uns des autres et non floculants[1]. Ils proviennent soit du lit, soit sont des sédiments en solution et donc constamment en suspension dans l'écoulement (*wash-load*).

Le *transport par charriage* regroupe, quant à lui, les grains plus grossiers (sable, gravier, galet) en mouvement près du lit, toujours considérés comme non cohésifs et indépendants. Ce transport peut être divisé en deux sous-sections. Tout d'abord, le *transport par saltation*, englobant les grains assez lourds pour ne pas être soulevés trop loin du lit pendant l'écoulement, mais assez légers pour effectuer des bonds successifs. Ensuite,

[1] Substance qui subit la floculation qui consiste en un rassemblement en flocons des éléments en suspension dans un liquide. (Larousse, 2019)

le transport « sheet-flow », concernant les grains plus lourds, seulement capables de glisser ou de rouler sur le fond pendant l'écoulement.

Le transport catégorisant un grain spécifique dépend, en plus de sa propre densité, de la vitesse du courant. Le comportement des particules en fonction de ces paramètres est illustré par le diagramme de Hjulström (1935) (voir Figure 4). Ce diagramme est basé sur des expériences menées en laboratoire afin de définir la vitesse minimale du courant nécessaire pour mobiliser, transporter et déposer les grains, aussi appelée vitesse critique de mise en mouvement.

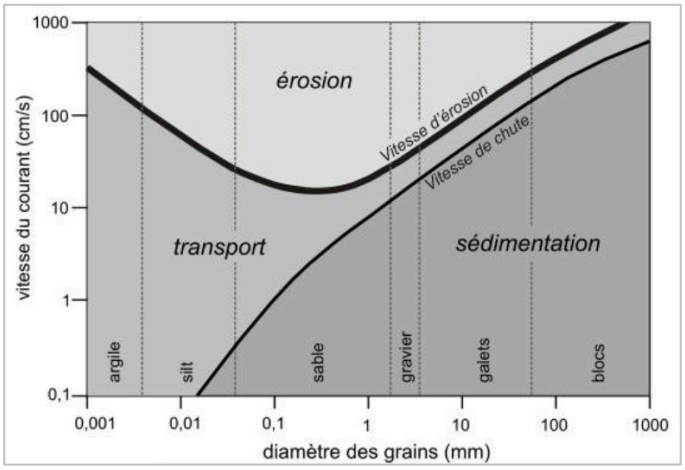


Figure 4 – Diagramme classique de Hjulström (Pinto, 2008)

La transition entre le transport par charriage et par suspension est généralement donnée par le nombre de Rouse représentant le rapport entre la vitesse de chute des grains w_s et la vitesse d'ascendance sur les grains κu_*[2]. Des valeurs seuils de ce nombre de Rouse ont été établies par plusieurs auteurs pour définir l'état de *non-suspension*, notamment par Sumer et al. (1996), qui suggèrent que $\frac{w_s}{u_*} \geq 0{,}8 - 1$.

Pour ce qui est de la limite entre les régimes de transport *sheet-flow* et sa transition en saltation, des propositions ont été posées par certains auteurs notamment par Gao (2008) qui suggère des valeurs de contraintes critiques de cisaillement adimensionnelles τ_{*_c} (voir Section 2.1.4) comprises entre 0,5 et 0,55.

Le canal peut ainsi être idéalement subdivisé en trois parties comme représenté à la Figure 5. Il comprend une zone supérieure composée d'eau et de sédiments en suspension, une zone intermédiaire reprenant les sédiments transportés par charriage (*bed-load*) et une zone inférieure formée de sédiments saturés et érodables composant le lit mobile.

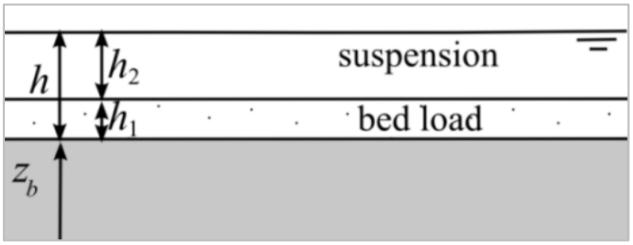


Figure 5 – Représentation des couches simplifiées constituant un écoulement (Van Emelen, 2014)

[2] $\kappa \approx 0.4$ est la constante de von Kármán et $u_* = \sqrt{\tau_b/\rho_w}$ est la vitesse de frottement adimensionnelle.

2.1.4. Forces en présence

Le déplacement des grains par charriage est induit par trois forces principales en présence : la *gravité*, la *pression de l'eau* et la *contrainte de cisaillement* exercée par l'écoulement sur le fond. La relation entre ces différentes forces détermine la capacité de l'écoulement à éroder, transporter ou déposer les sédiments. En effet, sous une contrainte de cisaillement dite critique (τ_c), aucun mouvement de sédiment n'est observé.

Le profil de vitesse ainsi qu'une partie des forces de l'écoulement sont représentés à la Figure 6. Il existe une certaine interaction entre l'eau et les sédiments du lit qui perturbe l'écoulement et induit une diminution de sa vitesse $u(z)$ à proximité du fond. La contrainte tangentielle sur le fond τ_b est directement proportionnelle au gradient de vitesse dans une couche limite proche du lit. Cette force tractrice sur le fond est la résultante de la friction du liquide en mouvement sur le bord inférieur du canal. Elle est définie par l'équation suivante

$$\tau_b = \rho_w g R S_f \ [MPa]$$

où $g = 9{,}81 \ [m/s^2]$ est l'accélération de la pesanteur, $\rho_w \ [kg/m^3]$ est la masse volumique de l'eau, R le rayon hydraulique[3], approximé par la hauteur d'eau $R \cong h \ [m]$ et S_f est la pente de la ligne d'énergie (terme de frottement) qui peut être définie selon la formule de Manning-Strickler (1890) qui s'exprime

$$U = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S_f^{\frac{1}{2}} \qquad (\mathbf{1})$$

où $U \ [m/s]$ est la vitesse moyenne de l'écoulement et $n \ [s/m^{1/3}]$ est le coefficient de Manning qui dépend de la rugosité du fond. Cette force tractrice est néanmoins souvent utilisée sous sa forme adimensionnelle

$$\tau_* = \frac{\tau_b}{\rho_w (s-1) g d} = \frac{n^2 q^2}{(s-1) d h^{7/3}} \qquad (\mathbf{2})$$

où $s = \rho_s / \rho_w$ est le rapport des densités de sédiments et d'eau et $d = d_{50}$ est le rayon moyen.

Des comparaisons entre différentes expressions empiriques de la contrainte de cisaillement ont été faite par Van Emelen (2014). Il en est ressorti que la formule classique de Manning-Strickler (voir Équation $(\mathbf{1})$) semblait être un bon choix intermédiaire pour évaluer la résistance de l'écoulement transitoire sur le fond τ_b.

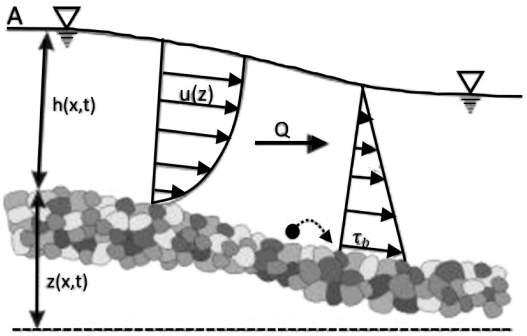


Figure 6 – Représentation de la vitesse et des forces de l'écoulement avec charriage (Pinto, 2008)

2.1.5. Formes de fond

En fonction du type et de la vitesse de l'écoulement, différentes *formes de fond* peuvent apparaitre sur le lit (voir Figure 7). Lorsque le nombre de Froude est inférieur à 1, c'est-à-dire lorsque le régime est subcritique,

[3] Le rayon hydraulique est le rapport entre le périmètre mouillé du canal $P \ [m]$ et l'aire de la section mouillée $A \ [m^2]$.

des ondulations se forment, appelées rides. Quand la vitesse augmente mais que l'écoulement reste subcritique, des dunes apparaissent. Si la hauteur critique est dépassée, le régime devient supercritique et des antidunes se créent après le passage par un lit plat. Plus le nombre de Froude augmente, plus les antidunes s'intensifient, pouvant mener à des déferlements locaux. Pour les antidunes, les sédiments sont déposés du côté amont de la bosse et érodés du côté aval. Elles migrent ainsi de l'aval vers l'amont à contre-courant.

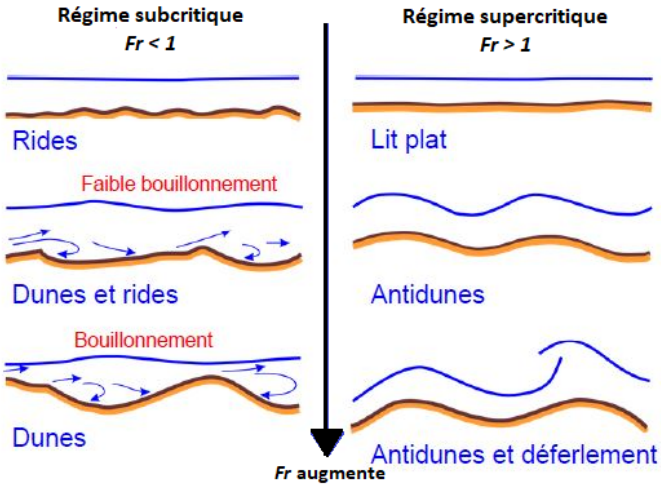


Figure 7 – Formes de fond selon les différents régimes (Soares Frazão, 2018)

2.2. Rupture de barrage dans un coude

Initialement, l'écoulement qui suit une rupture de barrage a été modélisé au moyen d'approches unidimensionnelles (1D) du fait de leur facilité de calcul. Cependant, les vallées sur lesquelles débouchent les barrages, peuvent être composées de multiples méandres, rendant les modèles 1D obsolètes dans la prédiction de certains paramètres dans ces zones de changements de direction brusques. Une première approche bidimensionnelle (2D) a été réalisée par Soares Frazão (2002) afin de modéliser les niveaux d'eau et les champs de vitesse dans un canal composé d'un coude à 90°. Elle a ensuite été actualisée en y ajoutant le transport de sédiment (Soares Frazão et al., 2010). Les différents modèles et leurs améliorations sont présentés dans cette section.

2.2.1. Modèle 2D sans sédiment

La thèse de Soares Frazão réalisée en 2002, a pour objectif de résoudre un problème de rupture de barrage en liant le plus précisément possible la mathématique du problème à la physique du flux étudié. Elle comprend la comparaison des performances des modèles numériques 1D et 2D dans l'analyse de l'écoulement induit par une rupture de barrage. L'avantage du modèle 1D réside dans son efficacité computationnelle mais contrairement au modèle 2D, il ne prend pas assez en compte les pertes de charge dans le coude et prédit dès lors des vitesses d'onde plus grandes qu'en réalité.

2.2.1.1. Physique du problème

Dans un écoulement continu, un changement de direction comme un coude à 90° induit une inclinaison de la surface libre : le niveau d'eau à l'extérieur de la courbe est plus haut qu'à l'intérieur. Lors d'un écoulement induit par une rupture de barrage, c'est-à-dire un écoulement soudain et abrupt, le comportement, exposé à la Figure 8, est différent, surtout lors des premiers instants. L'écoulement supercritique suivant la rupture de

barrage est arrêté par le coude, sa vélocité devient nulle et le niveau d'eau monte localement. Ensuite cette colonne d'eau diminue et se décompose en deux nouvelles vagues, l'une se propageant vers l'amont et l'autre vers l'aval. A partir du coude se forme dès lors un ressaut hydraulique qui remonte jusqu'au réservoir en rendant l'écoulement subcritique après son passage. Cet écoulement est donc beaucoup moins rapide que l'écoulement initial sortant du réservoir.

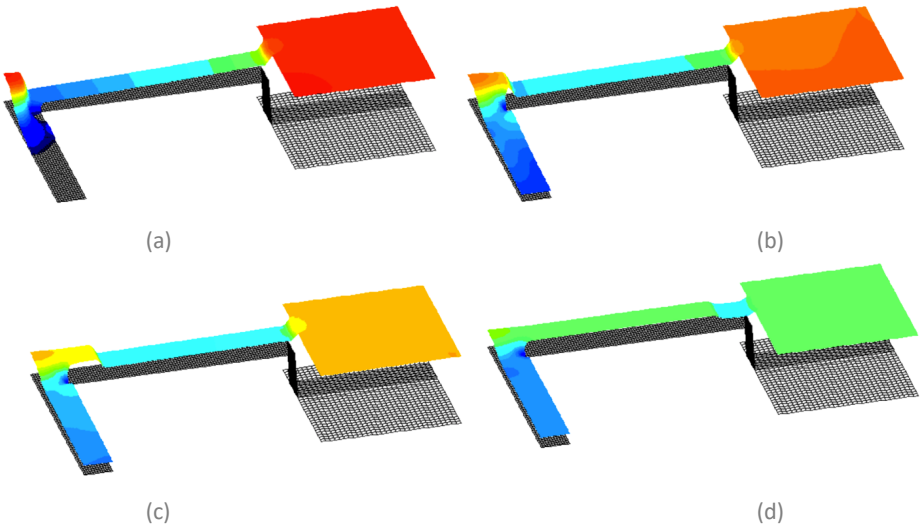


Figure 8 – Modélisation d'un écoulement de rupture de barrage après (a) 3s, (b) 5s, (c) 7s et (d) 14s (Soares Frazão, 2002)

2.2.1.2. Dispositif expérimental

Le canal représenté sur la Figure 9, a permis de mesurer deux éléments : la vitesse d'écoulement de la surface libre ainsi que la hauteur d'eau dans le canal. La première a été mesurée grâce à la technique de Particle-Tracking-Velocimetry[4] (PTV), la seconde grâce à deux caméras à haute vitesse qui permettent d'identifier la hauteur de la surface libre pendant l'écoulement, ainsi qu'à des sondes de mesure à ultrasons.

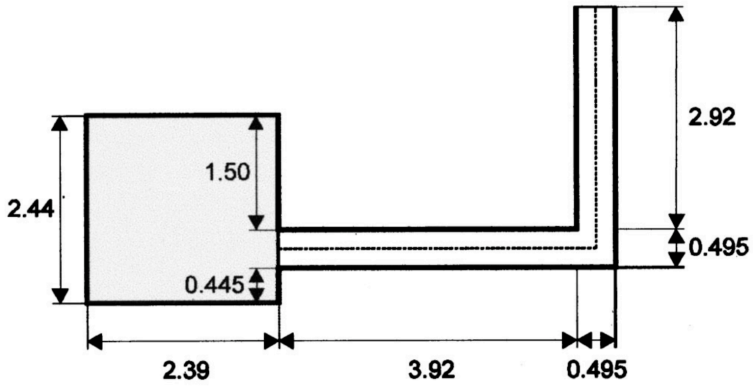


Figure 9 – Plan du canal (dimensions en mètres) (Soares Frazão, 2002)

2.2.1.3. Modélisation numérique

Pour représenter l'écoulement transitoire rapide qui suit la rupture du barrage, les équations en eau peu profonde de Saint-Venant sont utilisées. Elles représentent la conservation de masse et du moment dans le flux en suivant les hypothèses de fluide parfait, telle que la répartition hydrostatique des pressions. Le système d'équations unidimensionnel s'écrit comme suit

[4] Technique de mesure permettant de calculer la vitesse des particules composant un fluide à l'aide de caméras

$$\frac{\partial \mathbf{U}}{\partial t} + \frac{\partial \mathbf{F}(\mathbf{U})}{\partial x} = \mathbf{S} \qquad (\mathbf{3})$$

$$\mathbf{U} = \begin{pmatrix} h \\ uh \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} h \\ q \end{pmatrix} \quad ; \quad \mathbf{F} = \begin{pmatrix} uh \\ u^2 h + gh^2/2 \end{pmatrix} \quad ; \quad \mathbf{S} = \begin{pmatrix} 0 \\ gh(S_0 - S_f) \end{pmatrix}$$

où h est la hauteur d'eau, u la vitesse de l'écoulement moyennée sur la verticale, S_0 la pente de fond et S_f la pente de friction calculée à partir de l'équation de Manning sur le fond (Équation $(\mathbf{1})$). La friction sur les murs est négligée. Le vecteur $\mathbf{U}$, multiplié par la densité de l'eau ρ_w, représente les variables de conservation de masse ($\rho_w h$) et de quantité de mouvement ($\rho_w hu$), aussi appelé flux de masse. Ce dernier, accompagné du flux de quantité de mouvement composent le vecteur de flux $\mathbf{F}$. Le vecteur $\mathbf{S}$ est le terme source.

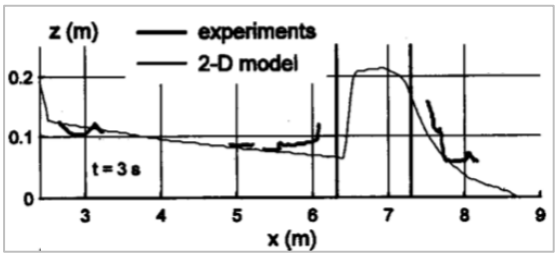
Un attribut clé de ces équations, dites hyperboliques, est que les informations associées à une perturbation dans le système se déplacent à une vitesse finie le long de courbes, dites caractéristiques, dans le plan $x - t$. Les équations admettent donc des solutions discontinues telles qu'observées lors de mascarets[5].

Tout schéma numérique visant à résoudre les équations de Saint-Venant dans des problèmes d'écoulement transitoire devrait avoir les mêmes propriétés que les équations elles-mêmes, c'est-à-dire une conservation de masse et de quantité de mouvement, une vitesse d'information finie et la possibilité de solutions discontinues. C'est pourquoi, numériquement, ces équations peuvent être résolues par diverses techniques telles que les éléments finis, les différences finies ou encore, dans ce cas-ci, les volumes-finis. En effet, ce dernier schéma associé à un calcul de flux de type Roe (Roe, 1981 et Glaister, 1988) satisfait à ces exigences. Cette résolution numérique est décrite dans l'article Soares Frazão et al. (2002) et sera en partie détaillée dans la Section 4, car elle est à la base du modèle utilisé dans le cadre de ce présent mémoire.

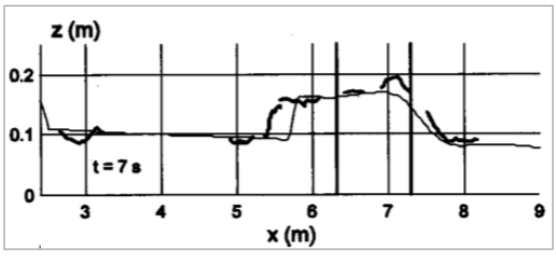
2.2.1.4. Comparaison entre les modélisations expérimentale et numérique

Hauteur d'eau

La Figure 10 montre la ligne d'eau obtenue numériquement et mise en correspondance avec les images de la hauteur d'eau réelle obtenues expérimentalement placées en arrière-plan. Cette figure prouve que la simulation numérique 2D reproduit bien la réalité, à l'exception de la zone du coude où les éclaboussures sur les parois empêchent une vision précise (comme pour la Figure 10a par exemple). La seule discordance est que le ressaut en simulation numérique a un léger retard par rapport aux mesures expérimentales.

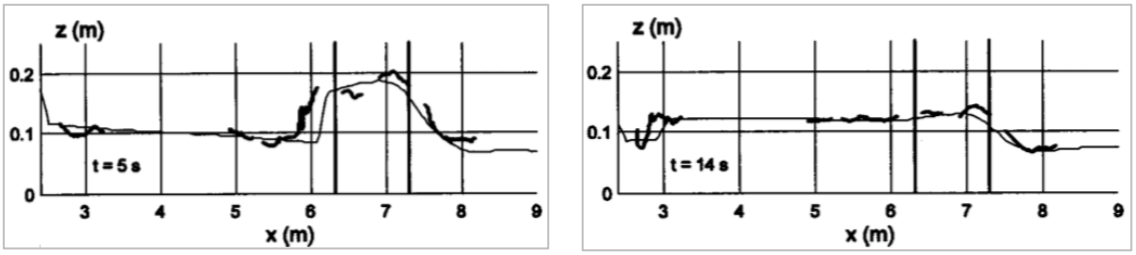


(a)



(b)

[5] Hautes vagues déferlantes remontant certains estuaires à marée montante (Larousse, 2019).

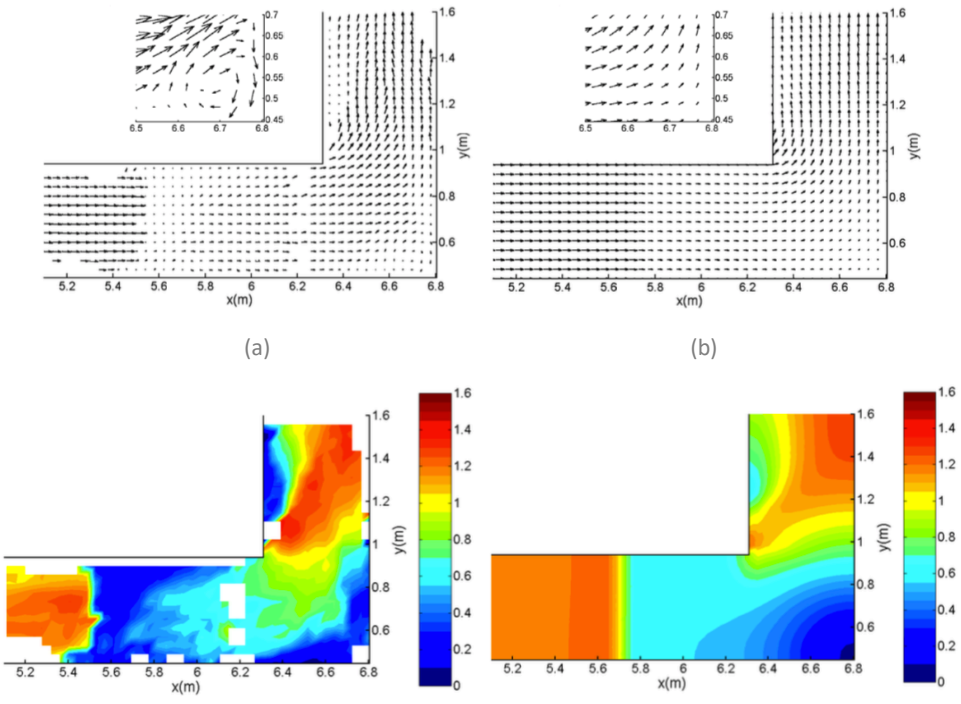


(c) (d)

Figure 10 – Comparaison des niveaux d'eau dans le canal pour (a) 3s, (b) 5s, (c) 7s et (d) 14s (Soares Frazão, 2002)

Vélocité dans le coude

En général, il y a une bonne correspondance entre les modèles numérique et expérimental, tant pour la direction que pour l'amplitude des vitesses, comme visible sur la Figure 11. Néanmoins certains éléments concordent moins bien : par exemple le ressaut hydraulique est courbe en réalité et non rectiligne et il est légèrement plus rapide que celui trouvé numériquement. Une explication possible de ce phénomène est la probable surestimation numérique de la vitesse de l'écoulement supercritique d'amont puisque ni la friction sur les murs ni la contraction de l'écoulement à l'entrée du canal ne sont prises en compte. Une autre discordance est la zone de recirculation dans le coude, que le modèle numérique ne représente pas car il considère l'eau comme un fluide parfait sans friction, ce qui n'est pas conforme à la réalité.



(a) (b)

(c) (d)

Figure 11 – Champs de vitesses de surface (au-dessus) et intensité des vitesses de surface (en-dessous) après 7 secondes obtenus : (a) et (c) expérimentalement, (b) et (d) numériquement (Soares Frazão, 2002)

2.2.1.5. Conclusion

Pour pouvoir utiliser les modèles 2D, des données topographiques relativement précises doivent être disponibles. C'est pourquoi, en pratique, ils sont quasiment toujours délaissés au profit des modèles 1D. Malheureusement, ces derniers ne sont ni très précis ni conforment à la réalité. Les modèles 2D, en revanche, débouchent sur des résultats satisfaisants.

Un modèle hybride 1D-2D a alors été testé afin d'essayer de combiner les avantages de chacun. Ce modèle permet d'avoir recours à moins de données, de nécessiter moins de temps de calcul, tout en ayant une précision acceptable. Il est décrit dans l'article Soares Frazão et al. (2002) mais ne sera pas détaillé ici.

Cette brève explication du modèle sans sédiment provenant de la thèse de Soares Frazão (2002) permet d'introduire la base du modèle numérique 2D utilisé dans ce présent mémoire. La comparaison des niveaux d'eau trouvés expérimentalement et numériquement dans cette thèse est comparable à celle obtenue dans le cadre de ce mémoire (Chapitre 8). La thèse propose aussi une bonne représentation de la direction et de l'amplitude des vitesses, notamment dans le coude du canal.

2.2.2. Modèle 2D avec sédiments

La considération des sédiments dans le processus oblige à tenir compte de l'interaction entre l'écoulement et le lit. Dans cette section, les divers modèles possibles de séparation de l'écoulement sont présentés. Ensuite est brièvement expliqué l'article de Soares Frazão et al. (2010), qui implémente le modèle *Clear-Water-Layer* (CWL) en 2D. Les équations principales et l'analyse complète de ce modèle sont décrites dans le Chapitre 4.

2.2.2.1. Modèles de description de l'écoulement

Dans la thèse de Van Emelen (2014), différents modèles numériques 1D sont présentés. Ces modèles sont généralement basés sur les hypothèses des équations de Saint-Venant et diffèrent selon la caractérisation de l'interaction entre l'écoulement et le lit (voir Section 2.1.3). Les quatre modèles 1D présentés peuvent ensuite être étendus à des modèles 2D. Chaque zone d'écoulement est considérée comme continue, même si les zones mixtes sont composées de grains de sédiment distincts. Cette hypothèse est valable si l'échelle du problème est suffisamment grande par rapport à la dimension des grains, comme c'est le cas dans ce travail.

Two-layer (2L) Model

Dans ce modèle, chaque zone de flux est caractérisée par une concentration de sédiment et un profil de vitesse spécifiques (voir Figure 12). Cependant, il n'y a pas de différence de vitesse entre l'eau et les sédiments dans une même couche (phase unique). On y distingue une couche d'eau relativement claire en surface de hauteur h_2 (suspension), au-dessus d'une couche de mixture plus dense mêlant eau et sédiments de hauteur h_1 (charriage). Il se produit des échanges d'eau et de sédiment entre les couches ce qui mène à une évolution verticale des frontières entre les zones. Toutefois ces termes sont difficiles à évaluer et ils sont sujet à des incertitudes (Savary, 2007).

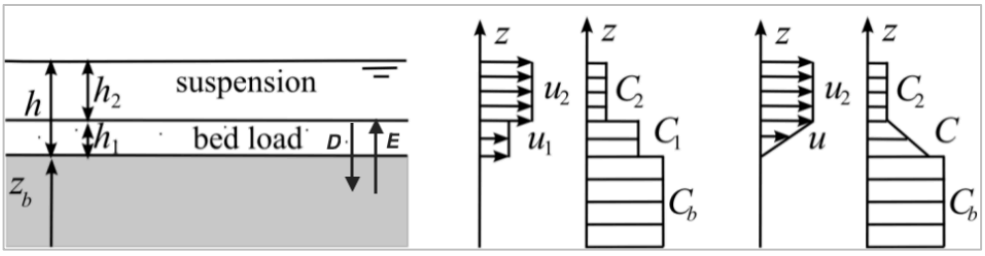


Figure 12 – Structure verticale du flux d'un modèle 2L et hypothèses sur les concentrations et vitesses : vitesses moyennées sur la profondeur et concentrations constantes et vitesse ; concentration linéaire sur la couche de charriage (Van Emelen, 2014)

Différentes hypothèses peuvent être posées concernant le profil de vitesse et la concentration dans chaque zone. Initialement, ces profils étaient considérés constants dans la couche et dans le temps (Spinewine, 2005 ;

Savary, 2007 et Swartenbroekx, 2012) mais il a été démontré qu'ils étaient en réalité linéaires (Spinewine et al., 2011 et Aleixo, 2013). Ce type de modèle prend en compte explicitement l'inertie des sédiments mobilisés dans l'écoulement et ne nécessitent donc pas d'équations exprimant le transport de sédiment.

Two-phase (2P) Model

Ce modèle considère une seule couche d'écoulement mixte et évite donc l'évaluation des termes d'échange entre les zones de suspension et de charriage. Toutefois, les phases liquide (eau) et solide (sédiments) sont considérées comme deux continuums distincts, ayant leur propre vitesse respectivement u_w et u_s (Figure 13).

L'hypothèse d'un continuum pour les grains est cependant mise en doute si la concentration en sédiment est faible dans l'écoulement. Toutefois, un modèle 2P, développé par Greco et al. (2012) est adéquat en présence de transport intense de sédiment. Comme pour le modèle 2L, ce modèle 2P considère explicitement l'inertie des sédiments mobilisés dans l'écoulement et ne nécessite donc pas d'équation de fermeture pour le transport de sédiment.

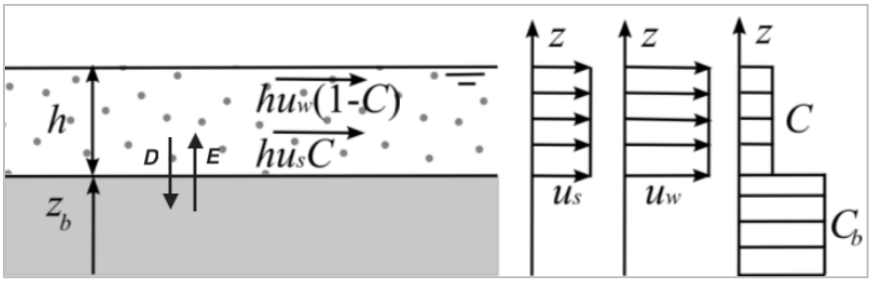


Figure 13 - Structure verticale du flux d'un modèle 2P et hypothèses sur les concentrations et vitesses (Van Emelen, 2014)

Mixture Layer (ML) Model

Ce modèle est une simplification du modèle 2P car il suppose une seule couche d'écoulement mixte et les deux phases sont considérées comme ayant une même et unique vitesse (Figure 14). Il a été développé par de nombreux auteurs (e.g. Cao et al., 2004 ; Wu et al., 2008 ; Garegnani et al., 2011) et est adéquat pour simuler les processus de transport de sédiment majoritairement en suspension ou bien, à l'inverse, de transport intense par charriage (*sheet-flow)*.

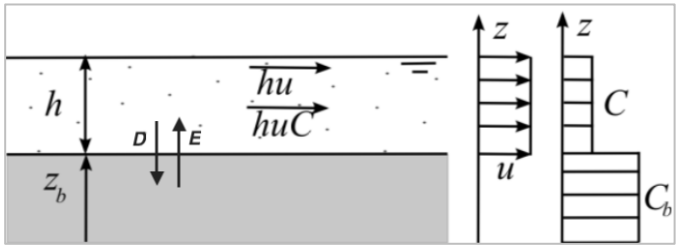


Figure 14 - Structure verticale du flux d'un modèle ML et hypothèses sur les concentrations et vitesses (Van Emelen, 2014)

Clear Water Layer (CWL) Model

Dans le cas d'un écoulement intense où les sédiments sont transportés presque entièrement par charriage proche du fond, seule une couche d'eau claire surplombant le lit peut être considérée. Ce modèle simplifié CWL est basé sur des équations simples étant donné que tous les mécanismes d'interaction sont confinés à la surface du lit (Figure 15). Cependant, comparé au modèle ML, les modèles CWL négligent l'impact du stockage des sédiments dans le flux.

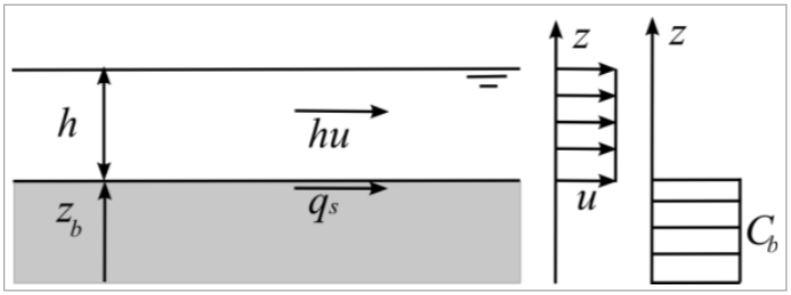


Figure 15 - Structure verticale du flux d'un modèle CWL et hypothèses sur les concentrations et vitesses (Van Emelen, 2014)

Dans le cadre de ce travail, ce modèle *Clear-Water-Layer* sera utilisé et développé en deux dimensions (Chapitre 4). Il sera confronté aux résultats expérimentaux afin d'analyser sa validité pour un écoulement transitoire rapide dans un canal au lit mobile.

2.2.2.2. Modèle expérimental

Le dispositif expérimental est une évolution du modèle présenté à la section 2.2.1 auquel une couche de sédiment est ajoutée au fond du canal. Le modèle expérimental pour un écoulement suite à une rupture de barrage sur lit mobile dans un coude à 90°, a été établi précédemment par Soares Frazão et al. (2010), puis ensuite par Abou-Habib et Michaux (2017) et est réutilisé dans ce mémoire-ci. Le modèle est décrit dans le Chapitre 3 et les résultats obtenus par Abou-Habib et Michaux sont présentés dans le Chapitre 5.

D'autres dispositifs expérimentaux ont déjà été testés et comparés aux résultats du modèle numérique développé par Soares Frazão et al. (2010). Deux d'entre eux sont présentés aux sections 2.3 et 2.4.

2.2.2.3. Modèle numérique

Equations du modèle

Le modèle numérique 2D est basé sur les équations classiques en eau peu profonde (Saint-Venant) pour les conservations de masse et de quantité de moment du flux, tel que le modèle numérique 2D sans sédiment (Section 2.2.1.3). Cela dit, afin de modéliser l'évolution morphologique du lit, ce modèle est couplé avec l'équation d'Exner. Cette équation de conservation des sédiments s'écrit comme suit

$$(1-\varepsilon_0)\frac{\partial A_b}{\partial t}+\frac{\partial Q_s}{\partial x}=0$$

où $(1-\varepsilon_0)=C_b$ est la concentration des sédiments dans le lit, ε_0 [/] est la porosité du lit, A_b $[m^2]$ l'aire de la couche du lit et Q_s $[m^3/s]$ le débit de sédiment.

En négligeant le stockage de sédiment dans la couche du flux (couche d'eau claire) et en considérant un transport unitaire de sédiment q_s $[m^3/s/m]$ en équilibre, l'équation d'Exner peut être réécrite comme ceci

$$\frac{\partial z_b}{\partial t}+\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{q_s}{1-\varepsilon_0}\right)=0 \qquad (\mathbf{4})$$

Étendue au cas bidimensionnel, elle devient

$$\frac{\partial z_b}{\partial t}+\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{q_{s,x}}{1-\varepsilon_0}\right)+\frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{q_{s,y}}{1-\varepsilon_0}\right)=0$$

avec $q_{s,x}$ et $q_{s,y}$ les composantes du taux de transport de sédiment q_s dans la direction x et y, z_b le niveau du lit en mètre et h le niveau d'eau en mètre (voir Figure 15). Les termes u et v représentent les composantes de la vitesse du flux moyennée sur la verticale respectivement en x et y.

Le taux de transport q_s et ses composantes sont déterminés grâce à une équation de fermeture représentant le taux de transport de sédiment. Plusieurs formules expérimentales ont été déterminées par de nombreux auteurs dont certaines sont développées dans le Chapitre 4 (Tableau 3). Une comparaison des résultats obtenus selon plusieurs formules de transport a déjà été menée, notamment par Van Emelen (2014) comme exposé à la Section 2.4.3, et sera de nouveau réalisée dans le cadre de ce présent mémoire (Section 7.3).

Schéma numérique

Le système de Saint-Venant–Exner bidimensionnel (SVE 2D) présenté brièvement ci-dessus, doit pouvoir représenter correctement l'interaction forte qui existe entre les variables du flux et des sédiments comme c'est le cas pour un écoulement transitoire rapide suivant une rupture de barrage.
Deux procédés existent pour tenir compte de cette forte interaction. La première, basée sur le modèle SVE, considère fortement le couplage entre les variables dans le schéma de résolution numérique et met à jour la morphologie du lit au même taux que le flux d'eau. De telles méthodes ont été développées avec succès par différents auteurs en utilisant un schéma de différences finies (e.g Rahuel, 1988 et Correia, 1990) ou de volumes-finis (e.g. Hudson, 2005 et Liu, 2008). La deuxième approche ajoute une équation de quantité de mouvement des sédiments au système afin de tenir compte des effets d'inertie quand de grandes quantités de sédiment sont mobilisées par l'écoulement (e.g. Capart, 2002 et Spinewine, 2007).

L'approche considérée par Soares Frazão et al. (2010), et utilisée dans ce mémoire-ci, est la première. Le système SVE 2D est résolu de manière totalement couplée, utilisant un schéma des volumes-finis et un solveur Harten-Lax-Van Leer-Contact (HLLC) pour le calcul des flux, en appliquant un nouvel estimateur de vitesse de propagation des ondes adapté à l'équation d'Exner. Afin de pouvoir appliquer un schéma numérique de volumes-finis, le domaine est discrétisé en cellules triangulaires formant un maillage non-structuré. L'une des difficultés principales d'un tel schéma est de calculer le flux aux interfaces entre les cellules, d'où la nécessité de combiner le modèle à un solveur tel que le HLLC. Les vitesses des ondes sont trouvées grâce à une analyse approximée des valeurs propres du système d'équations définie par Soares Frazão et al. (2010).

Tout ce processus numérique est décrit en détail au Chapitre 4 car il est utilisé dans le cadre de ce mémoire pour générer les résultats. Des applications à d'autres modèles expérimentaux sont présentés dans la suite.

2.3. Mesures expérimentales d'une rupture de barrage sur lit mobile : Cas d'un élargissement brusque asymétrique

Dans l'article de Goutière et al. (2011), une rupture de barrage est modélisée dans un canal comportant un élargissement brusque. Des mesures de la topographie du lit et de l'écoulement ont été réalisées grâce à des techniques non intrusives, dont certaines seront utilisées dans ce présent mémoire.

2.3.1. Dispositif expérimental

Le canal mesure 6m de long et est composé d'un élargissement asymétrique situé à un mètre derrière la porte (Figure 16). Au début de l'expérience, la porte est soulevée assez rapidement pour que l'ouverture puisse être considérée comme instantanée pour représenter au mieux une rupture de barrage. L'élargissement est placé assez loin de la porte pour éviter la modélisation complexe des échanges importants d'énergie entre l'eau et les sédiments qui ont lieu à la sortie du barrage et qui induisent de grandes transformations morphologiques.

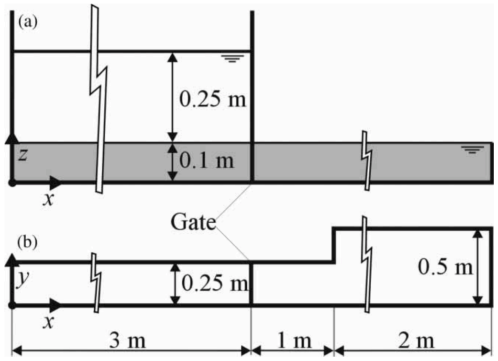


Figure 16 – Dispositif expérimental pour simuler une rupture de barrage sur un élargissement brusque (Goutière et al., 2011)

2.3.2. Description de l'écoulement

Lorsque la porte est soulevée, une vague d'eau et de sédiments se propage vers l'aval et s'étale progressivement sur la partie la plus large du canal. Juste après l'élargissement, la majeure partie de l'écoulement reste encore concentrée dans l'axe du canal (Figure 17a). Ensuite, l'eau et les sédiments s'étalent progressivement sur toute la largeur (Figure 17b) et la vague se réfléchit sur la paroi du canal alors que l'eau n'a pas encore atteint le coin supérieur de l'élargissement (Figure 17c). Un ressaut hydraulique oblique se forme et les sédiments érodés de la zone d'élargissement se déposent en amont du ressaut, formant petit à petit une crête. Une zone de recirculation apparait dans le coin supérieur (Figure 17d).

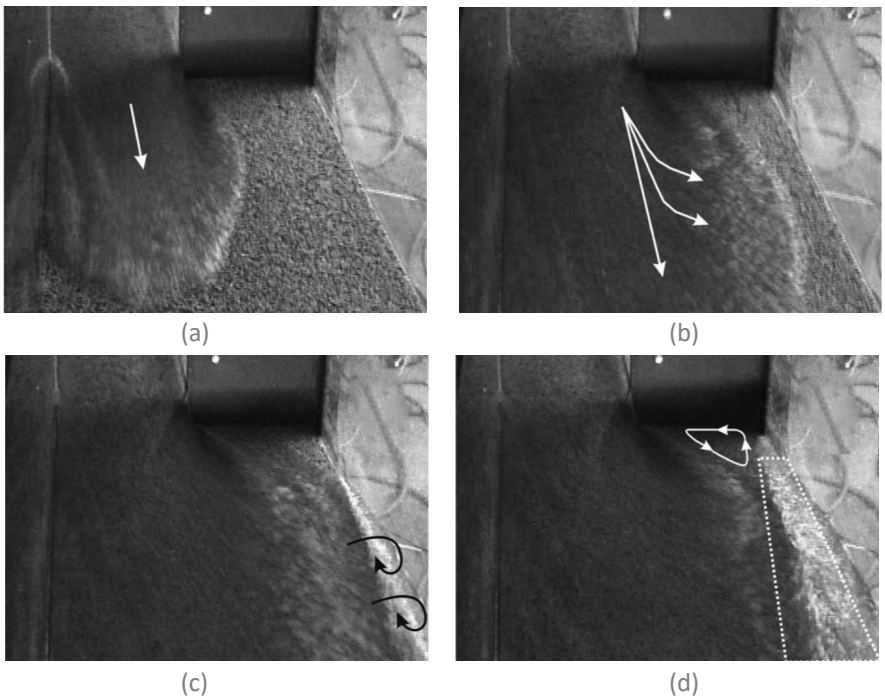


Figure 17 – Écoulement dans l'élargissement après (a) 0,75, (b) 1, (c) 1,25 et (d) 1,5 secondes (Goutière et al., 2011)

La Figure 18 montre la topographie finale de l'expérience, sur laquelle trois zones d'érosion et deux zones de dépôt (notée ① (crête oblique) et ② sur la Figure 18) sont visibles. La partie du canal située entre la porte et l'élargissement, le coin intérieur de l'élargissement et l'espace entre la paroi et la crête de dépôt, sont érodés.

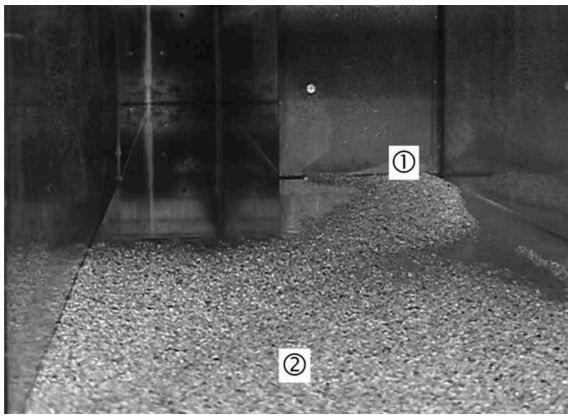


Figure 18 – Photo de la topographie finale du lit, prise depuis l'aval (Goutière et al., 2011)

2.3.3. Techniques de mesure

Deux des techniques de mesure utilisées dans l'expérience sont reprises dans ce mémoire, et elles seront donc présentées plus en détail dans la section 3.2. Il est néanmoins intéressant de les citer. L'évolution temporelle de la hauteur d'eau a été mesurée par des sondes à ultrasons, quant à la topographie du lit, elle a été mesurée grâce à la technique de la feuille laser utilisée sur 22 sections transversales réparties le long du canal. Cette topographie peut être vue sur la Figure 19 et elle montre que la technique laser permet d'obtenir des résultats cohérents puisque cette topographie correspond bien à la réalité visible sur la Figure 18. Il est important de noter que dans cette expérience, la technique de la feuille laser est utilisée uniquement lorsque le canal est vidé de son eau. Dans ce mémoire-ci, le laser sera utilisé pendant l'écoulement, ce qui n'a pas encore été particulièrement analysé auparavant et nécessitera une attention particulière.

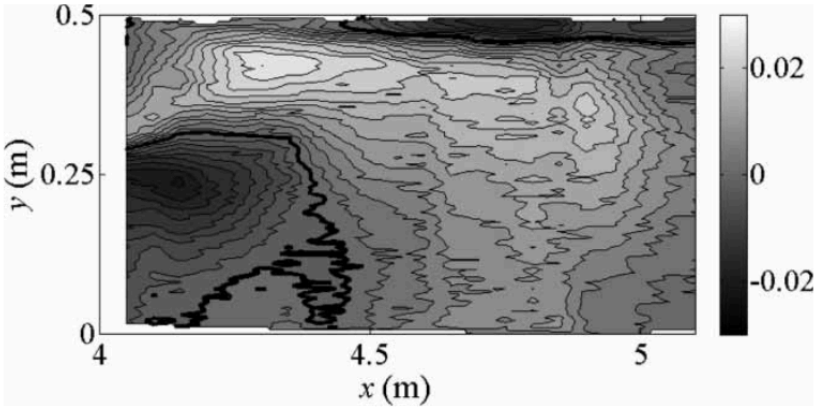


Figure 19 – Topographie finale de l'expérience de rupture de barrage sur élargissement brusque (Goutière et al., 2011)

2.4. Modèles numériques d'une rupture de barrage sur lit mobile : Cas d'un élargissement brusque symétrique

Les codes numériques disponibles pour modéliser un flux transitoire rapide induisant d'intenses changements morphologiques présentent de nombreuses lacunes et incertitudes. En effet, des questions subsistent au sujet

de l'inertie des sédiments en mouvement, des modèles de fermeture pour représenter le taux de sédiment transporté ou encore de la nécessité de simplifier, dans le modèle mathématique, la réalité complexe de l'interaction entre le fluide et les sédiments. Des incertitudes existent aussi quant aux conditions initiales, au coefficient de rugosité, aux caractéristiques des sédiments, etc. En 2012 a été lancé un test de comparaison (*benchmark test*) regroupant 12 équipes de chercheurs internationaux autour d'une même problématique : l'analyse de l'évolution des niveaux d'eau et de la topologie du fond dans un canal bidimensionnel composé d'un élargissement avec lit mobile, lors d'un écoulement cataclysmique suite à une rupture de barrage.

Dans l'article de Soares Frazão et al. (2012), ce test de comparaison est décrit ainsi que la confrontation des divers modèles numériques choisis et utilisés par les différentes équipes. Cette comparaison a permis d'objectiver la capacité de différents outils de simulation numérique à représenter des écoulements transitoires rapides sur lit mobile et d'identifier les challenges qui peuvent mener à d'autres recherches. L'analyse des résultats est brièvement exposée dans cette section. De plus, ce cas test a été utilisé dans plusieurs autres recherches, notamment lors de la thèse de Van Emelen (2014). L'application de son modèle numérique CWL 2D à l'expérience sur un élargissement est aussi développée et interprétée dans cette section.

2.4.1. Description des cas test et des mesures expérimentales

Dans cette section, le dispositif de l'expérience impliquant une rupture de barrage dans un canal composé d'un élargissement brusque symétrique ainsi que son déroulement sont décrits. Ensuite, les mesures expérimentales obtenues sur ce dispositif sont présentées.

2.4.1.1. Dispositif expérimental

L'expérience a été développée au Laboratoire LEMSC de l'Université Catholique de Louvain, Belgique. La longueur utile du dispositif est d'approximativement 27 mètres et sa largeur de 3,6 mètres (Figure 20). Une porte d'1 mètre de large est placée entre deux blocs imperméables afin de reproduire expérimentalement un barrage idéalisé avec un réservoir en amont et un canal en aval. L'étranglement du dispositif à la porte va obliger le flux à s'étendre en 2D à une distance d'environ 0,5 mètre de celle-ci.

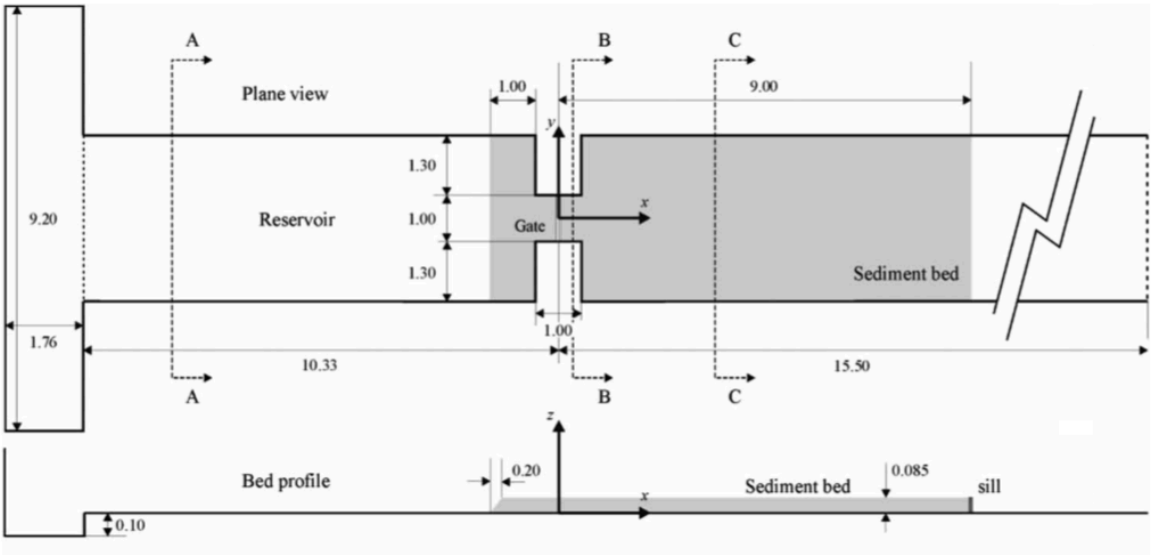


Figure 20 – Dimensions du dispositif en mètres (Soares Frazão et al., 2012)

Une couche de sable non compactée d'une épaisseur de 85 millimètres est ajoutée sur le lit rigide du dispositif, 9 mètres en aval du barrage et environ 1,5 mètre en amont (partie grisée sur la Figure 20). Les différentes caractéristiques du sable ont été évaluées à partir d'un échantillon et sont reprises dans le Tableau 1.

$s = \rho_s/\rho_w$ [/]	d_{50} [mm]	ε_0 [%]	n [$s/m^{1/3}$]
2.63	1,61	42	0,0165

Tableau 1 – Valeurs des paramètres du sable de l'expérience

Le coefficient de Manning n pour le sable a été déterminé sous des conditions de flux uniforme. La rugosité du lit fixe est, quant à elle, égale à $n = 0{,}01[s/m^{1/3}]$. Les conditions limites du problème consistent en un mur fermé à l'extrême amont de l'installation et en un écoulement libre accompagné d'un système de récupération des sédiments à l'extrême aval. L'origine des axes est placée au centre de la porte.

2.4.1.2. Descriptif de l'expérience

L'expérience consiste à remplir le réservoir d'eau jusqu'à un certain niveau z_0 puis à déclencher une simulation de rupture de barrage idéalisée instantanée (Vischer et al., 1998) par le soulèvement rapide de la porte à l'aide d'un contrepoids. Le passage de la vague à la suite de cette rupture génère d'importants changements géomorphologiques du lit. Après une durée de 20 secondes, la porte est refermée afin d'arrêter le flux et donc de clôturer l'expérience. Les changements du lit observés après cet instant sont comparativement très faibles.

Deux cas test ont été réalisés lors d'expériences dont les conditions initiales sont décrites dans le Tableau 2. Il présente le niveau initial du réservoir en amont de la porte z_0, les niveaux d'eau en aval de la porte pour la portion avec sable z_1 ($0 \leq x \leq 9$) et sans sable z_2 ($x > 9$) et la hauteur de sédiment h_s en prenant comme référence le niveau du lit fixe horizontal ($z = 0$). Dans les deux cas, la couche de sable est initialement saturée.

	z_0 [m]	z_1 [m]	z_2 [m]	h_s [m]
Cas 1	0,470	0,085	0,000	0,085
Cas 2	0,510	0,150	0,150	0,085

Tableau 2 – Conditions initiales des tests

2.4.1.3. Mesures expérimentales

Niveaux d'eau

L'évolution temporelle des niveaux d'eau a été mesurée au moyen de huit capteurs à ultrasons dont les positions sont représentées à la Figure 21.

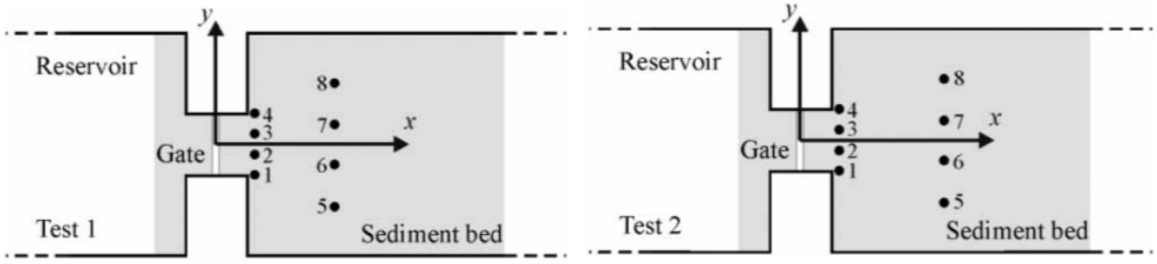


Figure 21 – Position des capteurs US pour le Cas 1 (gauche) et le Cas 2 (droite) (Soares Frazão et al., 2012)

Élévation du lit et topographie

Pendant l'expérience, les processus d'érosion et de dépôt sur le lit n'ont pas été mesurés car les changements morphologiques induits par l'écoulement après une rupture de barrage sont intenses et turbulents. Après 20 secondes, lorsque la porte est fermée et donc l'écoulement est arrêté, l'élévation du lit a été mesurée à l'aide d'un profileur du lit *Delft* sur une section intéressante. Cette section s'étend de $x = 0{,}5$ à $x = 8$ mètres et est prise sur toute la largeur du canal, discrétisé d'un pas de $\Delta y = 0{,}05$ mètre.

La Figure 22montre les topographies finales des deux cas test, obtenues en combinant les différents profils du lit mesurés expérimentalement.

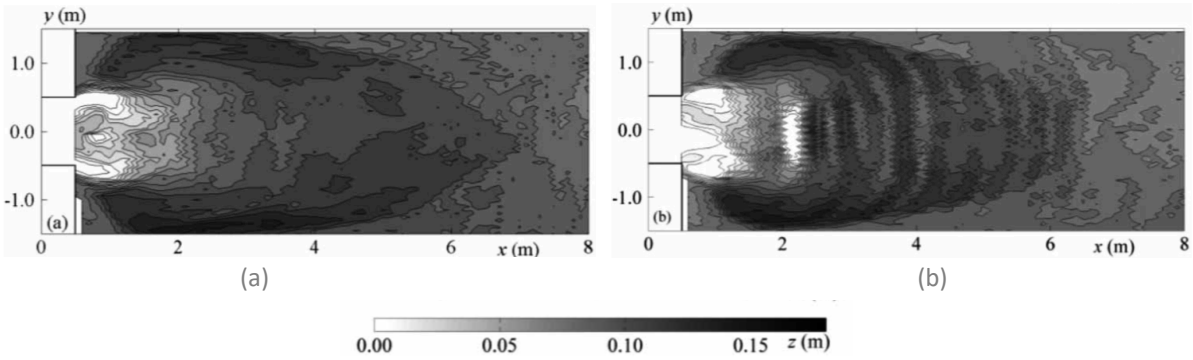


Figure 22 – Topographie finale du lit pour (a) le Cas 1 et (b) le Cas 2 (Soares et al., 2012)

2.4.2. Comparaison de divers modèles numériques (*Benchmark Test*)

L'analyse des résultats obtenus selon les différents modèles numériques implémentés par les équipes du *Benchmark Test* (Soares Frazão et al., 2012) est brièvement exposée dans cette section.

Douze équipes de chercheurs internationaux ont fourni des résultats de simulation pour les deux cas test. Seulement quelques informations de départ leur étaient données, à savoir les dimensions du dispositif (Figure 20), la position des sondes de mesures (Figure 21), les caractéristiques du sable (Tableau 1) et les conditions initiales (Tableau 2). Des libertés étaient donc laissées quant au système d'équations à implémenter dans la simulation, au schéma numérique ou encore au raffinement du maillage. La condition limite aval n'a pas non plus été imposée car elle était supposée ne pas influencer l'évolution du lit pendant la durée limitée du test.
Le résumé des choix des différentes équipes est repris dans l'Annexe A et les résultats de certaines implémentations sont comparés dans la suite de cette section selon leurs paramètres utilisés.

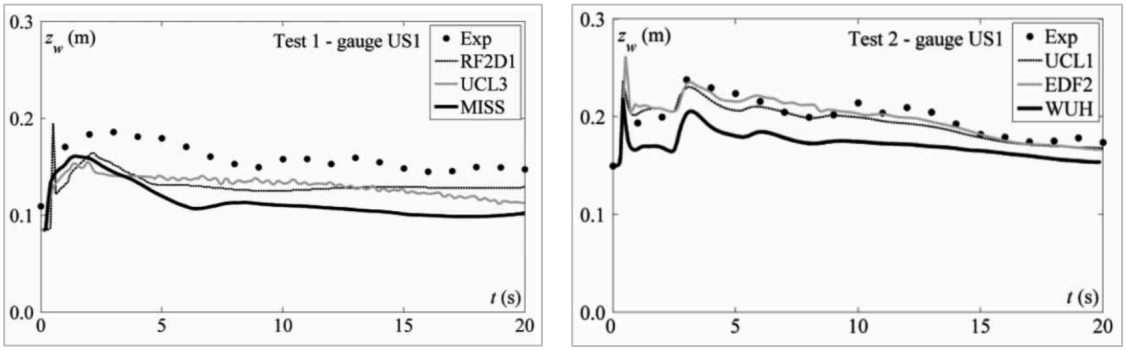
2.4.2.1. Observations générales

Malgré la difficulté de l'exercice, les différents modèles ont fourni des résultats intéressants qui donnent une idée de la capacité des modèles existants à simuler des flux transitoires rapides impliquant des changements morphologiques intenses. Dans certains cas, le niveau d'eau était bien représenté alors que l'évolution du lit ne l'était pas, ou inversement.

2.4.2.2. Prédiction des niveaux d'eau

La surface libre de l'écoulement a été raisonnablement bien représentée par tous les modèles. Néanmoins les résultats sont généralement mieux approchés pour le Cas 2 que pour le Cas 1 et ce, surtout dans les coins de l'élargissement, c'est-à-dire là où les effets de la propagation de la vague sont importants. La Figure 23 montre

la comparaison des mesures des niveaux d'eau expérimentales et numériques pour différentes modélisations au droit du capteur US1.



(a) (b)

Figure 23 – Niveaux d'eau mesurés expérimentalement et calculés selon trois différents modèles pour (a) le Cas 1 et (b) le Cas 2 (Soares Frazão et al., 2012)

2.4.2.3. Prédiction des niveaux de sédiments

Le processus global d'érosion présent au pied du barrage est reproduit par tous les modèles mais a des échelles différentes et avec des amplitudes toujours trop faibles. Des divergences ont en effet été remarquées dans la prédiction du niveau du lit, notamment suite aux différents choix dans les paramètres. Certaines d'entre elles sont énoncées et expliquées ci-dessous, en fonction de quelques paramètres libres.

Modèle général d'équations

La plupart des simulations utilisent le modèle classique *Clear-Water-Layer* (CWL) bidimensionnel mais certaines équipes ont implémenté des modèles plus complexes de *Mixture Layer* (ML), *Two-Layer* (2L) ou encore *Two-Phase* (2P). Certains modèles incluent le transport total de sédiment et d'autres ne considèrent que le transport par charriage. Cela dit, aucune différence marquante ne peut être constatée entre les modèles. Il peut en être déduit que les mesures actuelles ne permettent pas d'identifier des effets d'inertie significatifs. Cela est dû au fait que, malgré l'intensité du transport de sédiment, celui-ci inclut uniquement du transport par charriage sur une fine couche d'écoulement proche du lit, comme observé en laboratoire. Dès lors, pour les modèles en eau peu profonde, la concentration des sédiments en suspension dans l'écoulement est suffisamment faible que pour permettre l'utilisation d'un simple modèle CWL.

Équation de fermeture

En fonction du modèle général considéré, différentes formules de fermeture doivent être prises en compte. Pour le modèle classique SVE, une formule de transport de sédiment est implémentée. Pour les modèles 2L ou 2P, des paramètres de fermeture concernant soit la contrainte de cisaillement à l'interface du fond soit le coefficient de trainée sont utilisés.

Au vu des représentations à la Figure 24, rien n'est finalement conclu concernant l'équation de fermeture à retenir, malgré qu'elle semble être un point essentiel à la détermination de l'évolution du lit. Que ce soit pour la valeur de contrainte de cisaillement ou la formule de taux de transport de sédiment à adopter, aucune calibration optimale n'a pu être mise en avant.

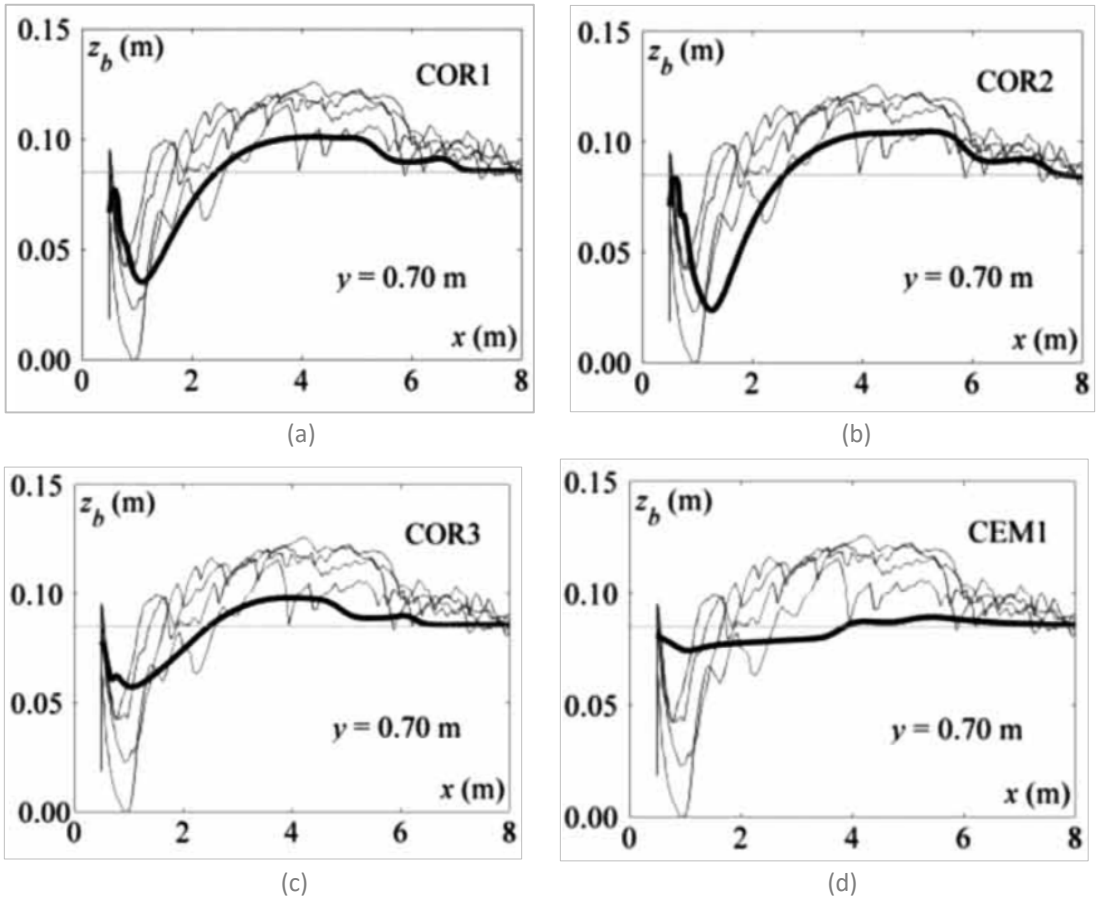


Figure 24 – Effet de formules de fermeture selon les résultats de Cea et al. (a-c) et Paquier (d): (a) $\tau_{*,c}$ de Parker et q_s de MPM, (b) $\tau_{*,c}$ de Parker et q_s de Van Rijn, (c) $\tau_{*,c}$ de Shields et q_s de MPM et (d) $\tau_{*,c} = 0{,}047$ de Shields et q_s de MPM (Soares Frazão et al., 2012)

Formes de fond

Certains modèles, tournant sur des maillages fins, arrivent à représenter qualitativement les formes de fond (antidunes) qui apparaissent à la sortie du barrage. Par exemple, l'équipe UCL2 a trouvé une topographie numérique les représentant (Figure 25). Elle a utilisé un modèle 2L sur un maillage carré fin (0,02 mètre) et dont toutes les autres spécificités se trouvent dans le Tableau 11 (Annexe A). Cependant, cette représentation est difficile à expliquer car rien de plus n'a été implémenté dans le modèle pour reproduire ce phénomène.

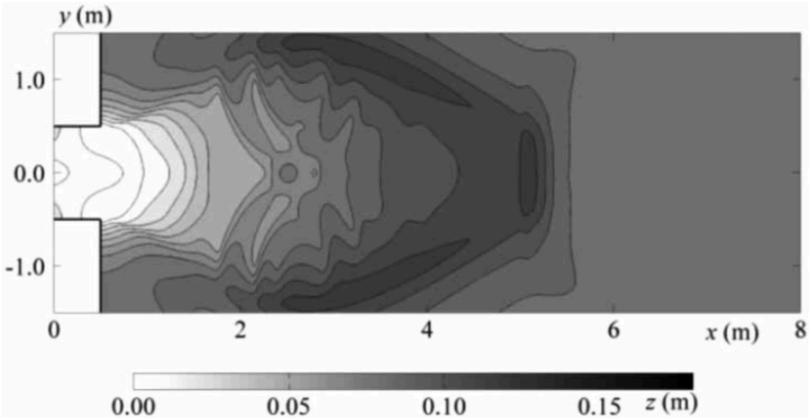


Figure 25 – Topographie du lit avec formes de fond après 15 secondes pour le Cas Test 2 de UCL2 (Soares Frazão et al., 2012)

Maillages

Divers maillages, plus ou moins fins, ont été utilisés par les différentes équipes. Le raffinement du maillage a permis de montrer une nette amélioration du résultat. En effet, la sous-estimation de l'amplitude du dépôt et de l'érosion du lit est plus importante dans les maillages grossiers que dans les fins (voir Figure 26). Cependant, quelques limitations sont observées dans la taille du maillage. En effet, un maillage trop fin (taille des cellules inférieure à 0,025 mètre) ne donne pas de meilleur résultat qu'un maillage de taille moyenne (autour de 0,05 mètre). Ceci donne un exemple des limites et des instabilités numériques qui peuvent apparaitre dans ce type de modèle, sachant que le niveau d'eau est souvent plus affecté par de telles instabilités que le niveau du lit.

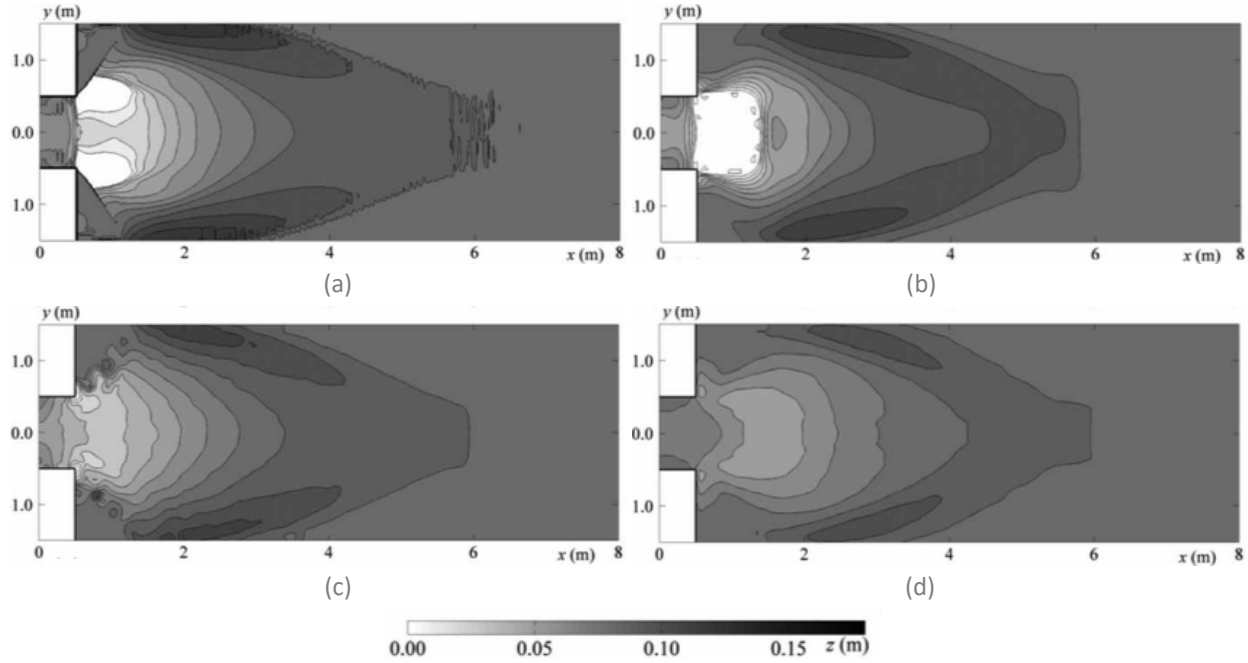


Figure 26 – Topographie pour le Cas Test 1 selon un maillage fin trouvée par (a) WUH et (b) MISS et selon un maillage grossier trouvée par (c) EDF2 et (d) UNA2 (Soares Frazã et al., 2012)

Schéma numérique

La plupart des participants ont utilisé la méthode des volumes-finis. Cette méthode est souvent préférée aux éléments finis ou différences finies du fait de sa capacité à reproduire les solutions discontinues entre les cellules du maillage. Cela dit, aucune comparaison claire n'a été faite entre les modèles utilisant des schémas numériques différents pour pouvoir en analyser les nuances.

2.4.2.4. Conclusion

Il a pu être remarqué que tous les modèles donnaient des résultats plausibles bien que certains ne pouvaient éviter l'apparition d'instabilités numériques. Les niveaux d'eau sont en général cohérents et les quelques divergences par rapport aux mesures expérimentales peuvent être attribuées à une mauvaise calibration du coefficient de rugosité. Concernant la morphologie du lit, les zones d'érosion et de dépôt sont aux bons endroits mais des écarts de forme et d'amplitude sont observés en comparaison à la réalité expérimentale.

La conclusion générale de ce *Benchmark Test* est qu'aucun accord unanime n'existe sur le mécanisme principal à adopter dans le cas d'un écoulement transitoire rapide impliquant un transport important de sédiment. Cela dit, au vu de la similarité des résultats obtenus, le problème majeur se trouve dans les modèles de fermeture plutôt que dans les équations principales de l'écoulement. En particulier, le problème persiste dans le lien

entre le transport solide et la vitesse verticale moyenne, en grandeur et direction. En effet, les relations de fermeture existantes ne sont pas universellement établies et requièrent souvent la calibration de nombreux paramètres. Il en est conclu que des recherches plus poussées doivent encore être effectuées.

Un autre paramètre affectant les résultats sont les pertes par frottement, qui, dans de tels cas transitoires rapides sont difficiles à interpréter. L'approche par le coefficient de Manning, valable initialement pour un flux uniforme est donc éventuellement à envisager mais avec précautions.

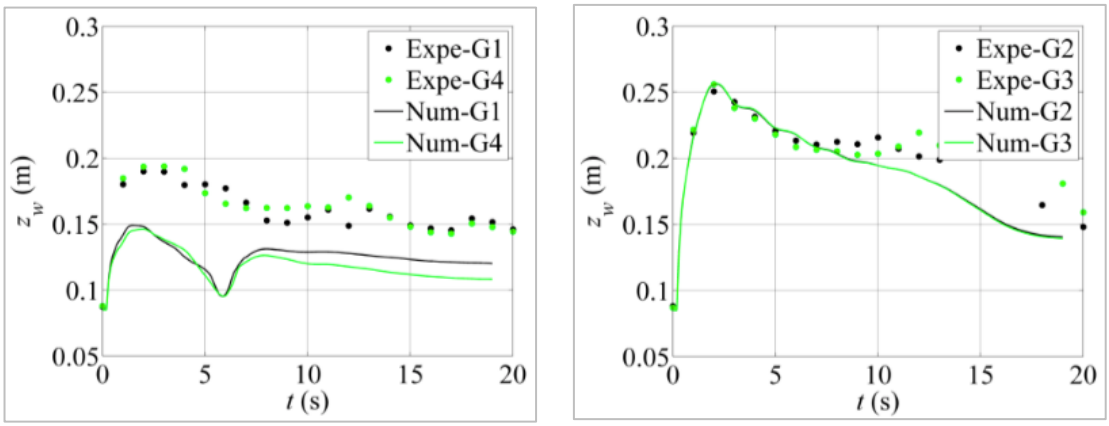
2.4.3. Application du modèle CWL 2D au cas test

Dans la thèse de Van Emelen (2014), le modèle numérique bidimensionnel Clear-Water-Layer est appliqué au problème de rupture de barrage sur un élargissement brusque. Ce modèle CWL 2D est celui utilisé dans le cadre de ce mémoire et c'est pourquoi son application au Cas 1 du *Benchmark Test* est expliqué ici.

Les résultats expérimentaux obtenus lors du *Benchmark test* (Section2.4.1.3) ont été comparés au modèle numérique proposé par Van Emelen, dont l'équation de fermeture est la formule de Meyer-Peter–Müller. La partie du canal recouverte de la couche de sable est discrétisée selon un maillage fin (longueur caractéristique[6] l_m de 0,05 mètre) tandis que le reste du dispositif est séparé en cellules plus grossières (l_m de 0,5 mètre).

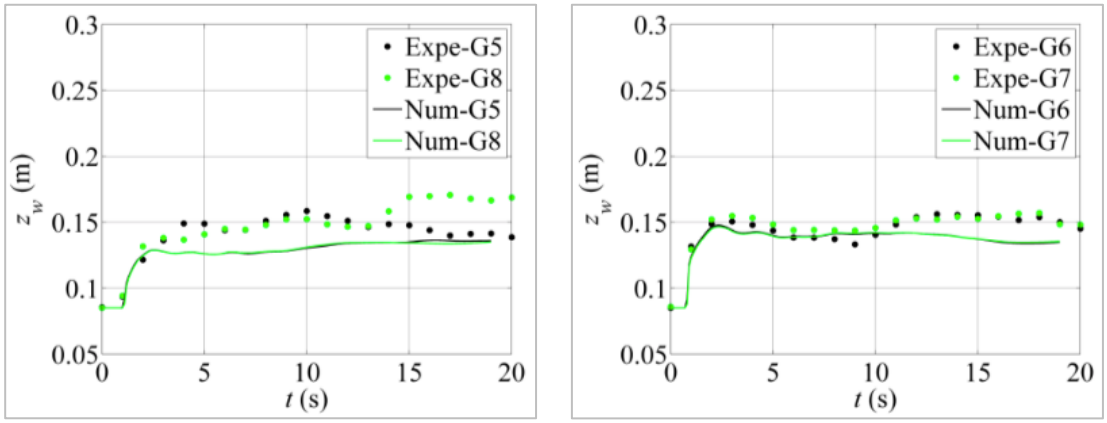
2.4.3.1. Niveau d'eau

L'évolution temporelle du niveau d'eau trouvée numériquement est comparée aux mesures expérimentales extraites des sondes à ultrasons placées comme sur la Figure 21. La Figure 27 montre cette comparaison. Il peut être remarqué que les résultats numériques correspondent globalement bien aux mesures expérimentales, sauf pour les sondes 1 et 4 (Figure 27a). Ces sondes se trouvent proches des coins de l'élargissement du canal. Le flux en ces points est fortement influencé par le changement brusque de la géométrie et est donc plus difficile à simuler, comme déjà observé dans le *Benchmark Test*. De plus, ce changement géométrique combiné au maillage non-structuré induit une certaine asymétrie dans les résultats numériques.



(a) (b)

[6] Sa valeur représente la valeur du pas de maillage sur le domaine. Plus elle est faible, plus le maillage est raffiné.

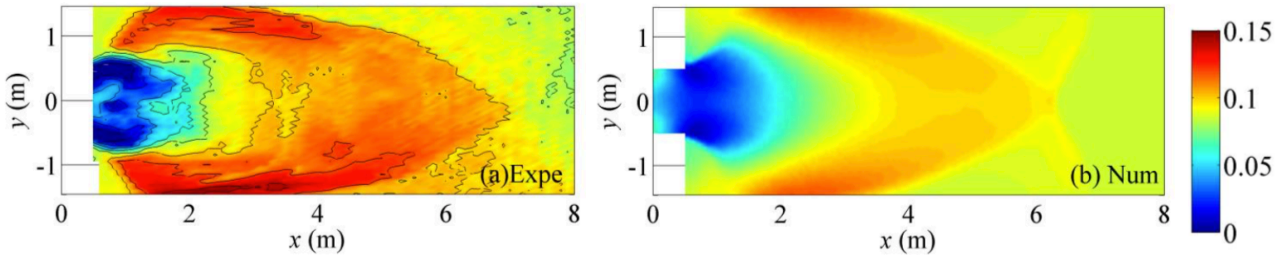


(c) (d)

Figure 27 – Évolution du niveau d'eau dans le temps aux sondes (a)US1 et US4, (b)US2 et US3, (c)US5 et US8 et (d)US6 et US7 (Van Emelen, 2014)

2.4.3.2. Niveau du lit

Les topographies trouvées numériquement et expérimentalement grâce au profileur du lit, peuvent être comparées pour valider les résultats. Représentées à la Figure 28, il peut être remarqué que le modèle numérique forme bien un affouillement à la sortie du barrage et du dépôt autour de celui-ci, comme c'est le cas dans l'expérience. Cela dit, comme observé à la Section 2.4.2, l'amplitude des zones d'érosion et de dépôt est fortement sous-estimée par le modèle numérique 2D CWL.



(a) (b)

Figure 28 – Topographie finale du lit (a) expérimentale et (b)numérique selon MPM (Van Emelen, 2014) (en mètres)

2.4.3.3. Influence du maillage

Quatre maillages distincts ont été testés dans la thèse de Van Emelen (2014) afin d'analyser l'impact de leur raffinement. Le maillage hors de la zone sur lit sableux garde une longueur caractéristique l_m de 0,5 mètres mais la partie du canal sur la couche de sable est discrétisée selon l_m valant 0,10 ; 0,05 ; 0,03 et 0,02 mètres. Les niveaux du lit calculés numériquement en considérant ces différents maillages sont comparés aux résultats expérimentaux sur la Figure 29. L'érosion et le dépôt sont clairement sous-estimé par le maillage grossier (l_m de 0,1). Pour les maillages plus fins (l_m de 0,03 et 0,02), l'érosion est mieux évaluée (Figure 29b) mais le dépôt reste sous-estimé (Figure 29c). Comme remarqué dans le *Benchmark Test*, le raffinement du maillage détaille et améliore les résultats du modèle numérique et un maillage caractérisé par une l_m de 0,05 mètre est un bon compromis entre précision et coût calculatoire.

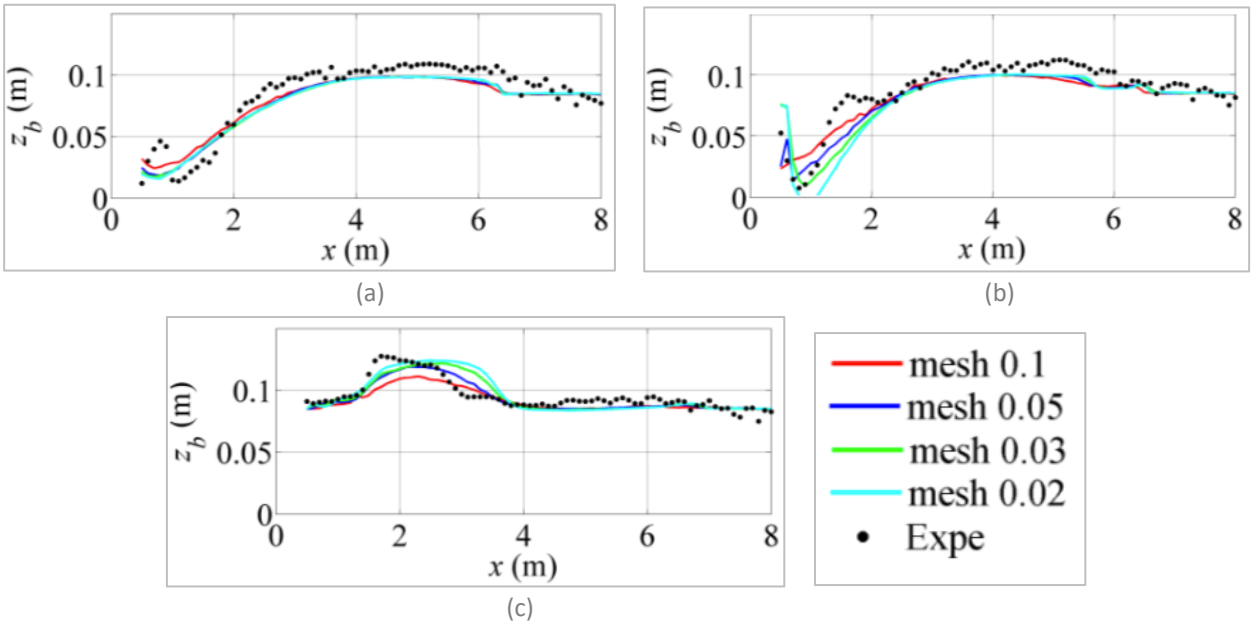


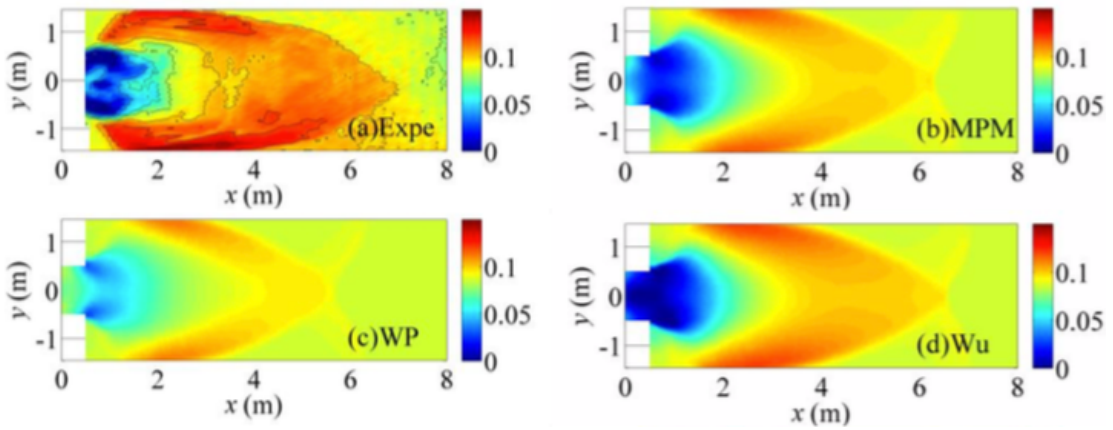
Figure 29 – Comparaison des profils de lit finaux pour différents maillages à (a) 0,2, (b) 0,6 et (c) 1,45 mètres de la porte (Van Emelen, 2014)

2.4.3.4. Influence de la formule de transport

Différentes formules de transport ont été implémentées pour représenter l'équation de fermeture nécessaire à l'élaboration du système numérique se rapprochant au plus de la réalité expérimentale. Tous les autres paramètres exposés précédemment restent les mêmes et le maillage utilisé à une longueur caractéristique l_m de 0,05 mètre afin que seul l'impact de la formule de transport soit analysé.

Niveau du lit

La Figure 30 présente les topographies finales trouvées avec différentes formules (qui seront détaillées dans le Tableau 5) ainsi que la topographie expérimentale. Globalement, toutes les formules de transport de sédiment simulent le processus d'érosion et de dépôt après la rupture de barrage. Parmi les formules, il peut être remarqué que celle de Wong et Parker sous-estime clairement l'amplitude de ces processus. A l'opposé, les formules de Wilson et d'Abrahams, valides pour les transports *sheet-flow*, et couplées à MPM, mènent aux affouillements les plus profonds juste après la porte et aux zones de dépôt les plus importants tout autour. Ces formules apparaissent donc comme les plus appropriées pour représenter le cas d'une rupture de barrage bien que l'amplitude du dépôt reste trop faible comparé aux observations expérimentales.



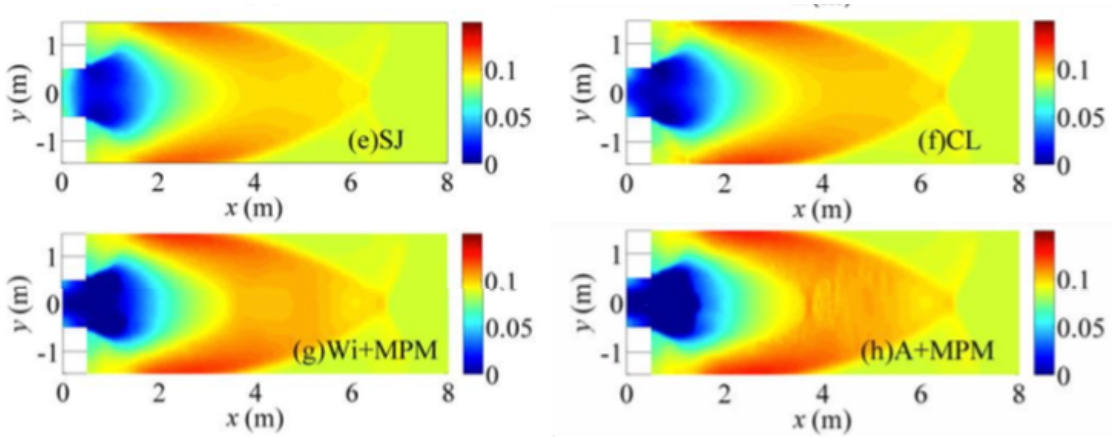


Figure 30 – Topographie finale du lit obtenue (a) expérimentalement et par le modèle numérique CWL 2D accompagné de la formule de transport de (b) MPM, (c) Wong et Parker, (d) Wu et al., (e) Smart et Jäggi, (f) Camenen et Larson, (g) Wilson et (h) Abrahams (Van Emelen, 2014) (en mètres)

Niveau d'eau

La Figure 31 montre l'évolution temporelle du niveau d'eau en fonction de la formule de transport implémentée dans le modèle. Assez logiquement, il peut être observé que le niveau d'eau est modifié avant tout là où des changements importants du niveau du lit ont lieu, c'est-à-dire aux sondes G1 et G2.

Les limites du modèles numériques CWL 2D peuvent être observées aux coins de l'élargissement du canal lorsque des différences importantes existent entre les résultats numériques mais qu'aucune des formules de transport ne donne de modélisation correcte du niveau d'eau.

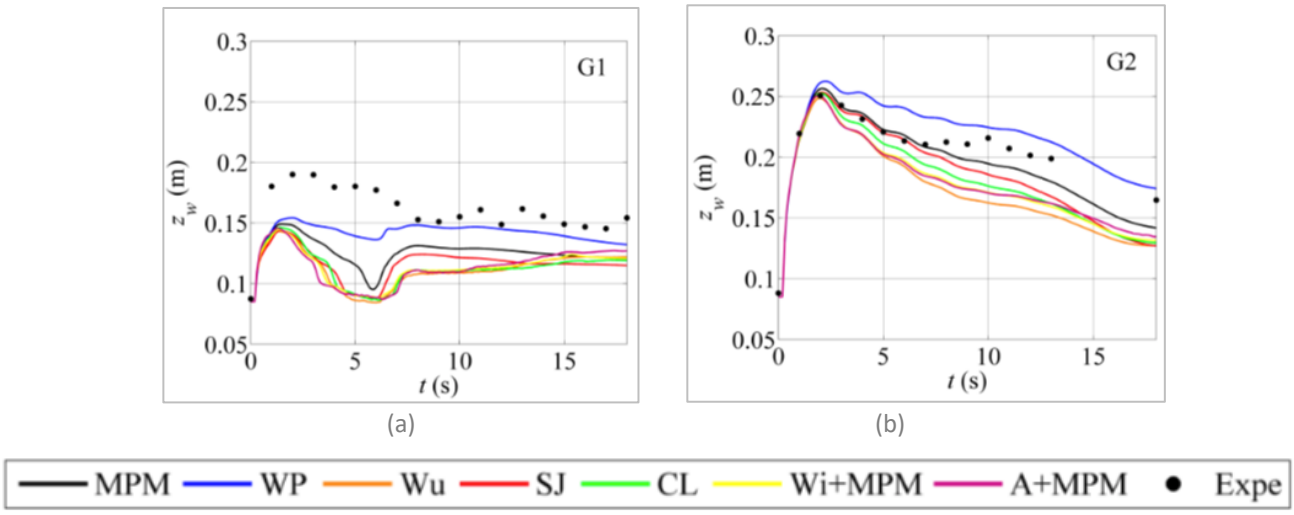


Figure 31 – Évolution du niveau d'eau sous l'influence des diverses formules de transport dans le modèle au droit des sondes (a) G1 et (b) G2 (Van Emelen, 2014)

2.5. Rupture de berge

Le passage d'un écoulement transitoire rapide sur un lit de sédiment mobile induit de grands changements morphologiques sur le fond. Les zones de dépôt et d'érosion ainsi créées conduisent à une augmentation de la pente du lit localement. Il y a dès lors un risque d'effondrement de ces zones. Dans le modèle (SVE2D) de Soares Frazão et al. (2010) décrit à la Section 2.2.2, ce phénomène n'est pas pris en compte. Un opérateur

supplémentaire de rupture de berge doit donc être ajouté au modèle pour définir où et quand des portions de berges vont être érodées et incorporées à l'écoulement. Cet opérateur de rupture de berge a été développé en 1D, notamment dans l'article de Zech et al. (2008) et étendu à deux dimensions, en lien avec le modèle SVE2D sous une rupture de barrage, par Swartenbroekx et al. (2010).

2.5.1. Mécanisme de rupture de berge

Les changements de géométrie de la section dus au transport longitudinal par charriage des sédiments, sont dérivés de l'équation de continuité d'Exner (Équation $(\mathbf{4})$). Cela dit, un flux latéral de sédiments $q_{s,1}$ provenant des ruptures des berges est aussi considéré comme entrant dans l'écoulement longitudinal. L'expression de la continuité sédimentologique s'écrit alors comme suit

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{q_s}{1-\varepsilon_0}\right) = q_{s,1}$$

Cependant, le volume de sédiments V_s provenant de l'érosion des berges et glissant dans le flux n'est pas considéré comme un flux entrant latéral mais plutôt comme un volume à redistribuer dans la section à la fin du pas de temps de calcul. En effet, le mécanisme de dépôt de la berge (principalement au pied de la berge) est différent du mécanisme de transport par charriage du lit (dépôt sur toute la largeur). Ainsi, le problème est résolu en deux étapes distinctes ; la première utilise les équations de Saint-Venant—Exner et considère uniquement le transport longitudinal sans alimentation latérale ; la seconde vérifie la stabilité de la section selon les angles critiques α_c et la remodèle s'il y a des instabilités, selon les angles résiduels α_r (Figure 32). Ces angles dépendent de la submersion de la berge ainsi que du matériau des grains et peuvent être déterminés par des expériences statiques et dynamiques. Une nouvelle quantité de sédiment, issue de ce remodelage, est alors ajoutée au matériau du lit et donc éventuellement entraînée comme transport longitudinal dans la première étape du prochain pas de temps de calcul.

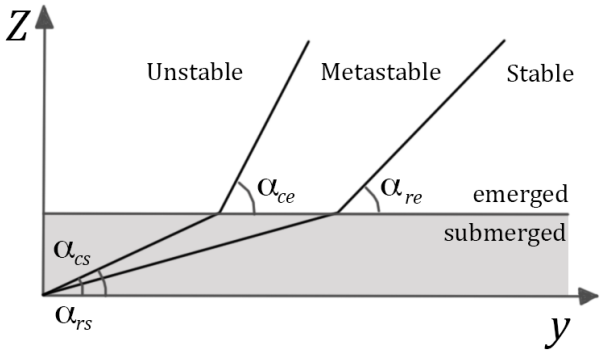


Figure 32 – Diagramme et angles de stabilité de l'opérateur de rupture de berge (Zech et al., 2008)

2.5.2. Types de rupture

Deux modèles ont été testés pour définir la redistribution des sédiments : un mécanisme global et un mécanisme local. Ces modèles sont décrits dans l'article de Zech et al. (2008) et présentés brièvement ci-après.

2.5.2.1. Rupture de berge globale

Une augmentation de niveau d'eau Δh peut engendrer une déstabilisation d'une portion prismatique de matière (partie grisée de la Figure 33a) et donc une rupture par submersion de la berge. Ce phénomène d'instabilité due à la montée des eaux a lieu lorsque la berge a une pente plus faible que l'angle critique émergé

mais plus grande que l'angle critique submergé. Le volume érodé V_s doit alors ensuite être redistribué selon les angles résiduels, comme représenté à la Figure 33b.

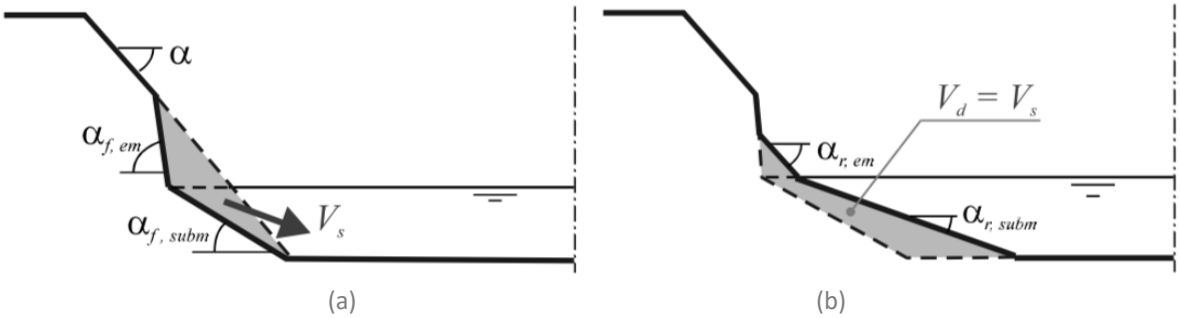


Figure 33 - (a) Rupture de berge par submersion et (b) dépôt du matériau érodé de la berge (Zech et al., 2008)

2.5.2.2. Rupture de berge locale

Le modèle de rupture de berge global est bien adapté aux situations idéalisées où les sections transversales sont des polygones basiques (rectangle, trapèze, etc.). Dans les rivières naturelles, les sections ne peuvent souvent pas être approximées par des polygones, c'est pourquoi une nouvelle approche a alors été préférée, inspirée par Schmautz et Aufleger (2002).

Cette approche discrétise la section en petits segments dont la stabilité de chacun est vérifiée, en commençant par le bord extrême de la vallée (voir Figure 34). Si leur stabilité n'est pas vérifiée, les segments pivotent autour de leur point central (point M pour le segment AB de la Figure 34) pour retrouver leur angle résiduel (A'B'). Cette rotation peut induire l'instabilité d'un des segments adjacents et donc le processus doit être itéré jusqu'à atteindre la stabilité totale de toute la section. En considérant le schéma des volumes-finis utilisé dans ce mémoire, les petits segments sont représentés par les différentes cellules. Leur processus de stabilité est décrit à la section 2.5.4.

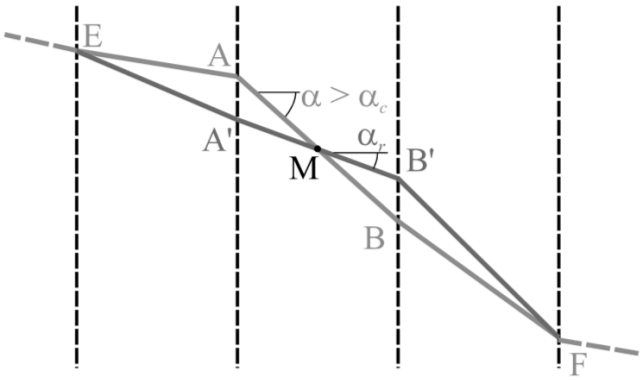


Figure 34 - Principe de rupture de berge locale (Zech et al., 2008)

2.5.3. Opérateur de rupture de berge

Cet opérateur est basé sur le critère de rupture locale ainsi que sur la conservation des sédiments. Il est inscrit dans un modèle classique de Saint-Venant–Exner afin de représenter les changements morphologiques qui affectent le lit et les berges ainsi que leur interaction avec le flux. Il constitue une extension 2D de l'opérateur hydrostatique développé par Spinewine et al. (2002). Après l'analyse de l'évolution du lit par dépôt ou érosion, la pente du lit est comparée localement avec les angles de stabilité en fonction de la montée des eaux.

Une difficulté persiste cependant dans la contradiction qui existe entre les discontinuités présentent le long des interfaces et aux nœuds dues au schéma des volumes-finis, et la continuité requise pour établir une description détaillée des pentes du lit et des berges. C'est dans cette difficulté que s'inscrit l'opérateur de rupture de berge. Le schéma principal de calcul est présenté en détail dans l'article de Swartenbroekx et al. (2010) et brièvement ci-dessous. Pour éviter une erreur de conservation de masse due aux discontinuités apportées par le modèle des volumes-finis, un nouveau degré de liberté est admis : un point O au centroïde de la cellule est autorisé à se déplacer verticalement (en z) indépendamment des trois sommets de la cellule (voir Figure 35).

Le processus de calcul se divise en six étapes, présentées ci-après :

1) *Schéma hydrodynamique avec érosion du lit* : Le schéma des volumes-finis pour l'écoulement est appliqué au maillage initial (niveau moyen du lit z de la cellule) et procure un incrément moyen du lit Δz.
2) *Récupération de la continuité du lit* : Une augmentation du niveau du lit est assignée à chaque nœud de la cellule, en fonction des incréments de niveau du lit des cellules entourant celle étudiée.
3) *Récupération de la balance de masse* : La stabilité de chaque maille triangulaire est vérifiée en utilisant l'élévation des nœuds calculée en 2).
4) *Première vérification de stabilité* : La conservation de masse de chaque cellule considérée comme instable en 3) est rétablie à l'aide d'un mouvement vertical approprié du centroïde O de la cellule.
5) *Inclinaison des sous-cellules instables* : Pour ces cellules modifiées, la stabilité est vérifiée dans chaque sous-cellule incluant deux nœuds et le centroïde O. Un pivot approprié est appliqué ensuite pour assurer la stabilité locale de ces sous-cellules sans affecter le volume total de sédiment, menant à de nouveaux niveaux pour chacun des nœuds de la cellule ainsi que pour le centroïde.
6) *Retour au maillage initial* : Ces niveaux mis à jour sont moyennés de manière à ce que la balance de la masse des sédiments ne soit pas affectée. Ce niveau moyen est ensuite utilisé pour entrer dans un nouvel incrément de temps du schéma de calcul (réitération à partir de l'étape 1)).

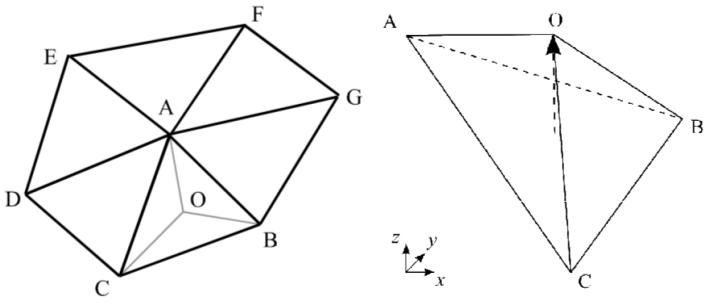


Figure 35 – (a) Cellules adjacentes à un sommet A et division de la cellule en trois sous-cellules autour du centroïde O et (b) zoom sur la cellule ABC (Swartenbroekx, 2012)

2.5.4. Expérience d'un brèche intégrale dans une digue de sable

Présenté dans la thèse de Van Emelen (2014) et initialement dans l'article de Van Emelen et al. (2011), cette application de l'opérateur de rupture de berge a pour but de comparer les résultats expérimentaux et numériques dans le cas de la formation d'une brèche dans une digue. Cette section illustrera l'importance d'insérer un opérateur de rupture de berge dans le modèle SVE 2D.

Le cas analysé présente une expérience de brèche totale en trois dimensions. De même que le lit soumis à un flux transitoire rapide, l'évolution de la brèche est guidée par les effets de l'érosion verticale due à l'écoulement (SVE 2D) et à l'érosion latérale due à l'instabilité des berges de la brèche. Les résultats ont été obtenus par Delobbe et Elslander (2003) et sont brièvement exposés dans la thèse de Van Emelen (2014).

2.5.4.1. Dispositif expérimental

L'expérience de formation de brèche a été réalisée dans le laboratoire LEMSC de l'Université Catholique de Louvain par Spinewine et al. (2004). Le dispositif expérimental et ses dimensions sont représentés à laFigure 36. La digue, de 2,4 mètres de large, 0,47 mètre de haut et de largeur de crête de 0,35 mètre, a une pente amont de 1:2 et aval de 1:3.

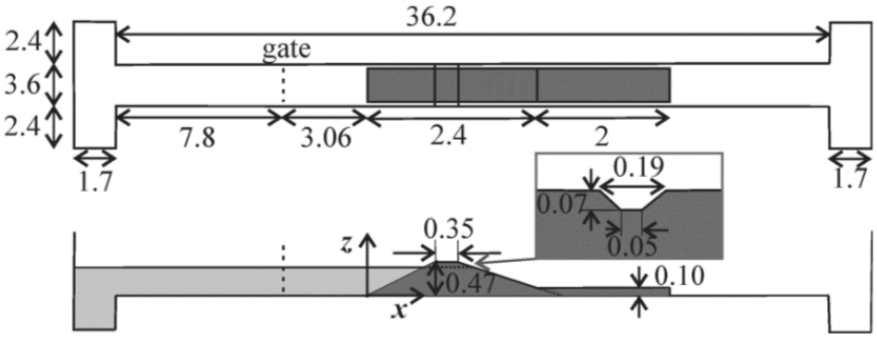


Figure 36 – Dimensions du dispositif expérimental (en mètres) : Vue en plan (au-dessus), élévation (en-dessous) et zoom (au milieu) sur le canal pilote d'initiation de la brèche (Van Emelen, 2014)

Une couche de sable de 10 centimètres d'épaisseur est placée du côté aval de la digue pour analyser les effets d'érosion après la brèche. Une petite brèche initiale est creusée pour imposer une rupture par débordement.

Le sable grossier utilisé a un diamètre moyen d_{50} de 1,8 millimètres, une gravité spécifique s de 2,615 et une porosité du lit ε_0 de 0,42 après compaction. Une porte permet, dans un premier temps, de maintenir l'eau hors de la zone où se trouve la digue. La porte est ensuite ouverte lentement jusqu'à obtenir un niveau d'eau de 45 centimètres devant la digue.

2.5.4.2. Simulations numériques

Pour réaliser les simulations numériques, le domaine a été discrétisé en un maillage triangulaire non structuré. La condition initiale consiste en un niveau d'eau constant de 45 centimètres en amont de la digue. Le coefficient de Manning n vaut $0{,}0167\ [s/m^{1/3}]$ et les angles de stabilité $\alpha_{c,e} = 87°$, $\alpha_{c,s} = 85°$, $\alpha_{r,e} = 35°$ et $\alpha_{r,s} = 30°$ comme déterminé par Spinewine et al. (2002). Toutes les conditions limites sont simplifiées par des murs tout autour du domaine. Les simulations sont basées sur le modèle SVE 2D de Soares Frazão et al. (2010) (Section 2.2.2) complété par la formule de transport de Meyer-Peter–Müller et l'opérateur de rupture de berge de Swartenbroekx et al. (2010) (Section 2.5.3).

2.5.4.3. Comparaison des résultats expérimentaux et numériques

Les topographies obtenues expérimentalement et numériquement sont présentées à la Figure 37. Les phases distinctes du processus de brèche sont bien représentées dans les deux cas. Comme attendu, une érosion verticale a d'abord lieu sur la pente en aval de la digue (Figure 37a et d) et du dépôt est observé au pied à l'aval de la digue. Ensuite, le processus de brèche combine érosion verticale et latérale due aux instabilités des

berges (Figure 37b et e). Durant cette deuxième phase, le flux s'accélère dans la brèche, créant un trou d'affouillement du côté aval de la digue. Les deux phases sont bien représentées par le modèle numérique bien que l'érosion disparaisse progressivement dans les résultats numériques (Figure 37c et f).

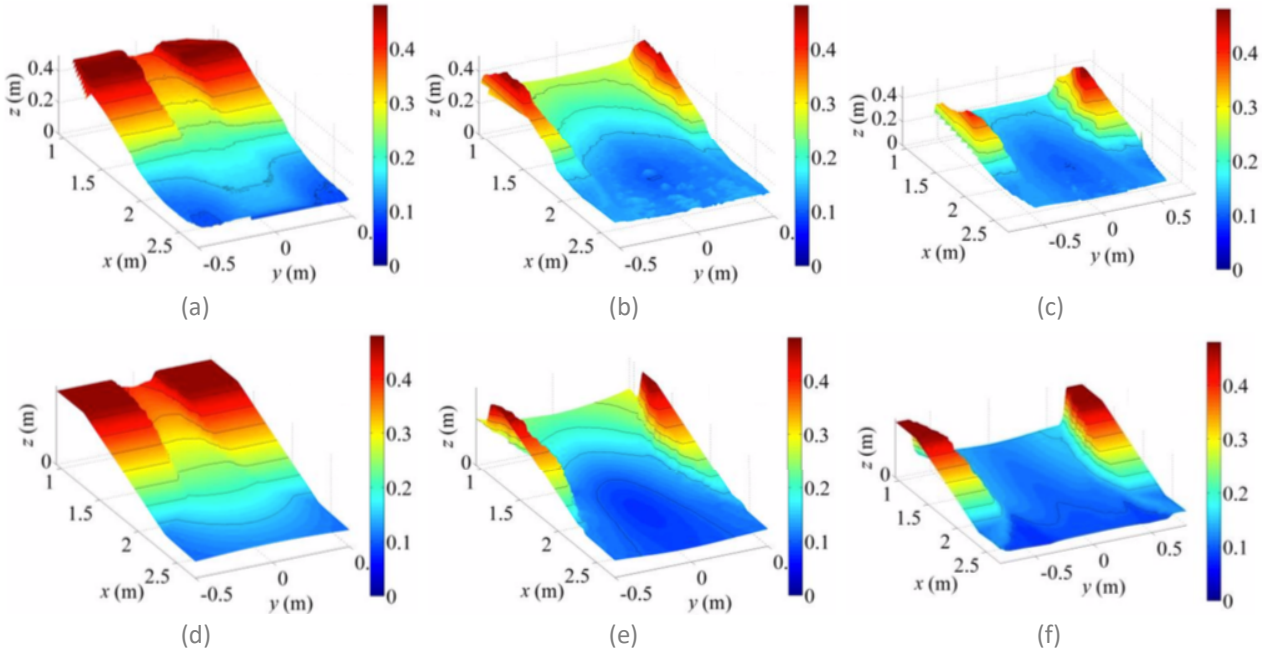
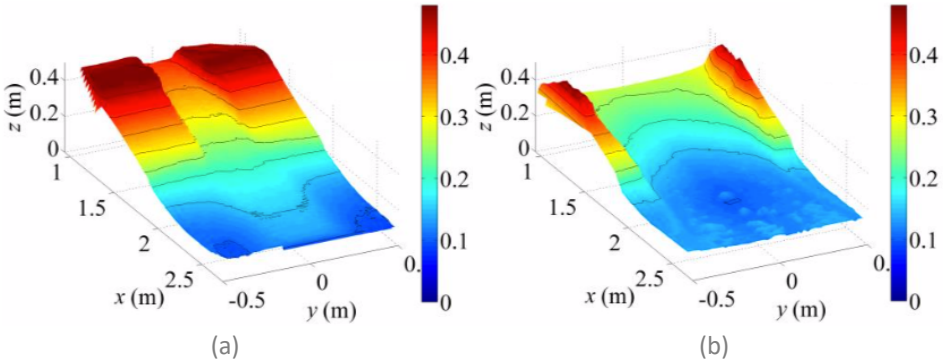


Figure 37 – Topographie expérimentale de la brèche après a) 45, b) 175 et c) 370 secondes et numérique après d) 45, e) 175 et f) 370 secondes (Van Emelen, 2014) (en mètres)

2.5.4.4. Rôle de l'opérateur de rupture de berge

L'importance de cet opérateur est montrée sur la Figure 38, lorsque le processus de brèche est illustré numériquement sans prendre en compte la rupture de berge. Comme expliqué ci-dessus, la deuxième phase du processus de brèche consiste en l'érosion tant verticale que latérale. Cette dernière nécessite l'utilisation de l'opérateur de berge qui prend en compte la stabilité de la berge et la rompt pour retrouver un équilibre si ce n'est pas le cas. Autrement, comme représenté à la Figure 38, la berge se creuse uniquement verticalement et de plus en plus profondément sans jamais s'effondrer, ce qui n'est physiquement pas acceptable.



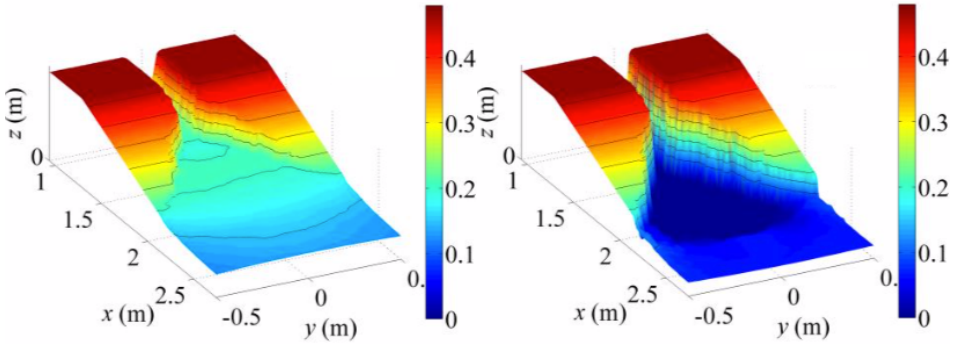


Figure 38 – Topographie de la brèche obtenue expérimentalement pour a) 45 *secondes et b)* 175 *secondes et à partir du modèle numérique sans l'opérateur de rupture de berge pour c)* 45 *secondes et d)* 175 *secondes (Van Emelen, 2014) (en mètres)*

3. Dispositif expérimental

3.1. Description du canal

Comme expliqué précédemment, le canal est le même que celui utilisé lors de deux travaux précédents : la thèse de Soares Frazão (2002) et le mémoire de Abou-Habib et Michaux (2017). De ce fait, la disposition n'a pas changé afin de pouvoir comparer les résultats des différents travaux.

Le canal se trouve dans le hall d'essai LEMSC et est composé de deux tronçons formant un coude à 90° ainsi que d'un réservoir. Le plancher est fait en bois marin sur lequel sont collés des sédiments à l'aide d'un vitrificateur pour éviter que la couche de sédiments mobile ne glisse sur le bois lorsque l'expérience commence. Les parois sont en verre ou en plexiglas, ce qui permet de visualiser ce qui se passe dans le canal pendant l'expérience. Les dimensions sont précisées sur la Figure 39.

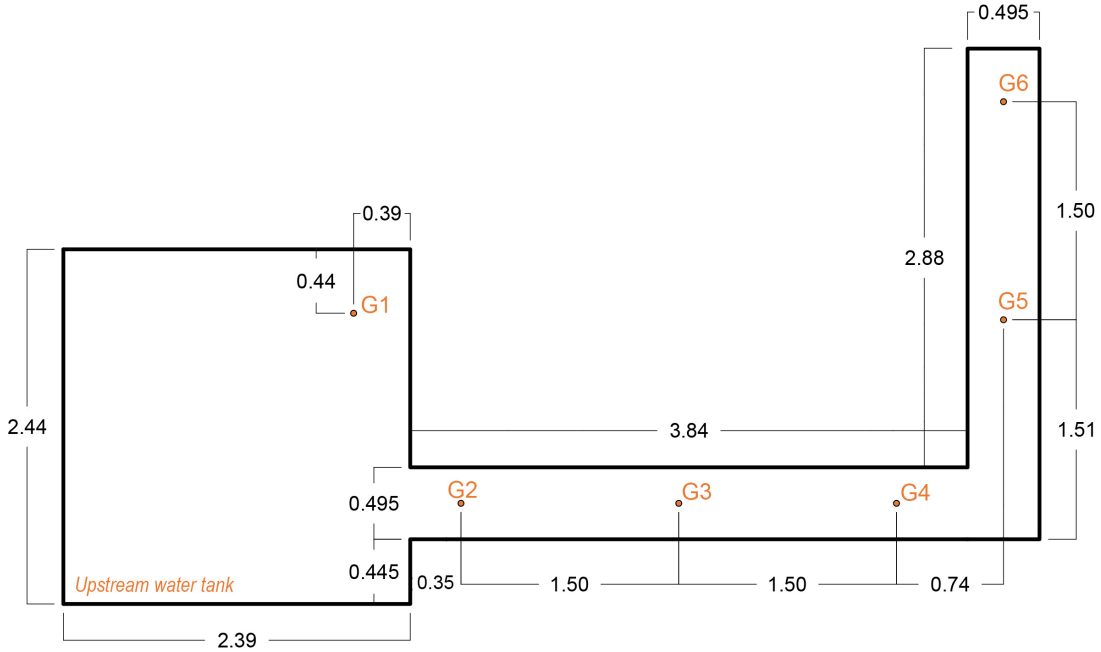


Figure 39 – Plan du canal et position des sondes à ultrasons (en mètres)

À l'aval du canal se trouve un dispositif de récupération des sédiments (Figure 40b) qui permet d'arrêter l'entrainement de ceux-ci jusque dans la cuve. Entre chaque expérience ils sont ramassés et replacés dans le canal. La couche de sédiments a une épaisseur de 7,5 centimètres, la même que celle utilisée lors du mémoire de 2017 afin de pouvoir réaliser une comparaison cohérente des résultats. Cette couche est dérasée précisément à la bonne hauteur grâce à un racleur de sédiments (Figure 40a).

(a) (b)

Figure 40 – (a) Racleur de sédiments et (b) dispositif de récupération de sédiments

À l'amont du canal se trouve une porte dont la levée rapide à la main permet de simuler une rupture de barrage. L'étanchéité de celle-ci a été longuement repensée et retravaillée car les fuites entrainaient une lame d'eau de près d'1 centimètre sur le lit du canal, ce qui faussait l'effet de rupture de barrage. Pour ce faire, plusieurs dispositifs ont été mis en place, notamment des chambres à air qui ont été collées et vissées sur le pourtour de la porte ainsi qu'un joint en mousse de néoprène qui a été collé en-dessous de la porte afin d'assurer son ajustement sur le fond du canal (Figure 41a). Sur cette porte se trouve aussi un dispositif qui permet de détecter le moment exact de son ouverture, afin de le faire coïncider avec le temps t_0. Il s'agit simplement d'une plaque en métal accrochée à la porte en contact avec une autre pièce métallique liée à un boitier lorsque la porte est fermée. Ce boitier est muni d'une LED qui est allumée quand la porte est fermée (Figure 41b) et s'éteint lorsque le contact entre les pièces métalliques est interrompu, lors de l'ouverture de la porte. Le boitier est placé dans le champ de la caméra pour visualiser le t_0 directement sur les images capturées.

(a) (b)

Figure 41 – (a) Étanchéité de la porte du réservoir et (b) Capteur pour ouverture de la porte

3.2. Techniques de mesure

3.2.1. Détecteurs de distance à ultrasons

Dans cette section est présenté l'appareillage utilisé pour mesurer les niveaux d'eau pendant l'expérience. Il s'agit de détecteurs de distance à ultrasons de la marque Baumer (Baumer, 2019) ayant une plage de détection entre 40 et 400 millimètres.

3.2.1.1. Principe de fonctionnement

Les capteurs à ultrasons permettent de connaitre la distance entre deux points. Pour ce faire, le capteur émet une brève impulsion sonore à haute fréquence et mesure le temps que celle-ci met pour lui revenir, comme le montre la Figure 42. Grâce à cela et à une calibration faite au préalable (voir Section 3.2.1.4), il est possible d'obtenir la distance entre l'objet et le capteur. Le capteur émet ces impulsions à intervalles réguliers, ce qui permet d'obtenir l'évolution de la distance en fonction du temps.

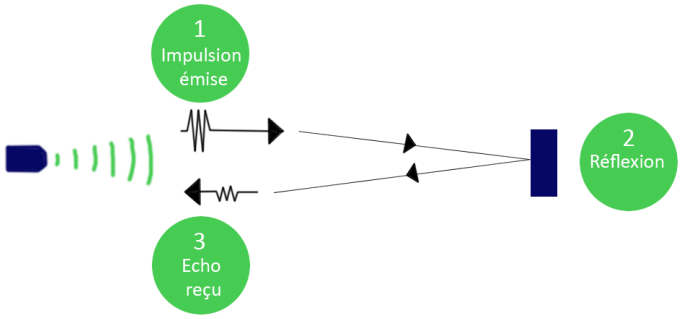


Figure 42 – Principe de fonctionnement d'une sonde à ultrasons

3.2.1.2. Placement des capteurs

Afin d'obtenir les niveaux d'eau tout au long de l'expérience, cinq capteurs à ultrasons ont été placés au-dessus du canal, trois en amont du coude et deux en aval ainsi qu'un au-dessus du réservoir, sur des supports tels que visibles à la Figure 43. Une septième sonde a été positionnée devant la porte afin de synchroniser le moment exact de l'ouverture de celle-ci. Le placement précis des sondes peut être retrouvé sur la Figure 39.

Figure 43 - Capteurs à ultrasons dans le canal

3.2.1.3. Matériel d'acquisition

Chaque capteur fournit un signal électrique comme valeur de sortie. Il faut donc utiliser du matériel d'acquisition afin de traiter ce signal. En utilisant le logiciel d'acquisition ContactPro IV (Dupuis et al., 2006), il a été possible, après calibration des capteurs comme expliqué dans le point suivant, d'obtenir une valeur de hauteur pour chaque sonde. Cette valeur ne correspond pas directement au niveau d'eau z_w puisque le zéro du repère utilisé est placé au bout du capteur. Il suffit alors de mesurer la distance h_0 entre le sol du canal sans sédiment et le capteur et soustraire à cette valeur les hauteurs $h(t)$ renvoyées par le capteur pendant l'expérience (voir Figure 44) : $z_w = h_0 - h(t)$.

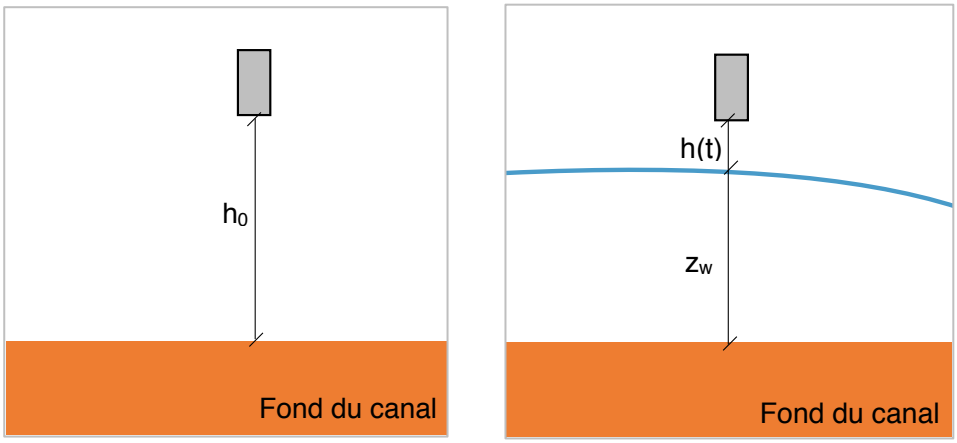


Figure 44 – Distance renvoyée par le capteur et niveau d'eau z_w

3.2.1.4. Calibration des capteurs

La première étape avant de pouvoir utiliser les capteurs est de les étalonner. Cela consiste à faire correspondre la valeur obtenue grâce au capteur à la distance réelle qui peut être mesurée par un autre instrument. Les capteurs fournissent une tension en Volt, et la valeur recherchée est une distance en millimètres. Grâce à un trusquin électronique et un multimètre, les tensions de sortie ont été mesurées pour chaque capteur et pour six hauteurs différentes de celui-ci. La relation linéaire $y = a\,x + b$ liant la tension en Volt (x) à la hauteur en millimètres (y), est alors trouvée directement pour chaque capteur telle que représentée à la Figure 45.

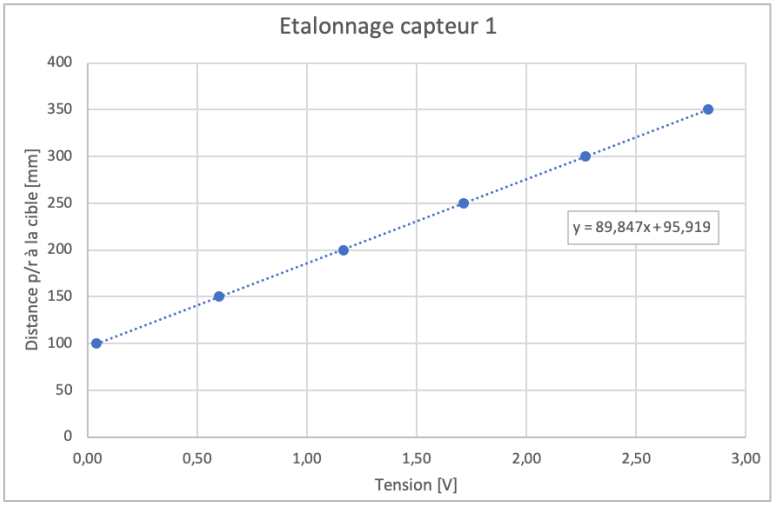


Figure 45 – Calibration du capteur 1

Deux informations méritent néanmoins d'être mises en avant. La première est que le point de tension 0 correspond à une distance d'environ 100 millimètres. Cette distance correspond à la hauteur minimum

détectable par la sonde. Son panel de valeurs mesurables s'étend donc de 100 à 400 millimètres. La deuxième est que les capteurs sont très sensibles à la température. Il faut leur laisser un temps de chauffe (environ 10 minutes) avant de prendre les mesures, pour éviter les erreurs.

3.2.2. Technique de la feuille laser

Outre le niveau d'eau z_w, il faut pouvoir mesurer le niveau des sédiments z_b (voir Figure 46), tant au long de l'expérience qu'à la fin, une fois le canal vide afin de déterminer la topographie finale. En vue d'obtenir des mesures fiables, une technique non intrusive a dû être utilisée pour ne pas perturber l'écoulement. Par conséquent, la technique de la feuille laser a été choisie pour déterminer le profil du lit de sédiment en fonction du temps.

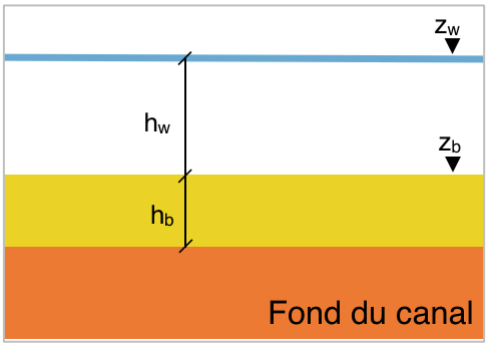


Figure 46 – Hauteurs et niveaux de sédiment et d'eau dans le canal

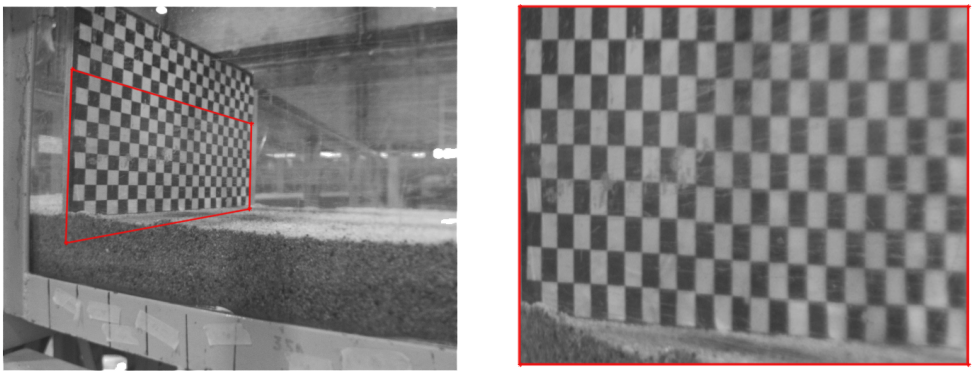
3.2.2.1. Principe de fonctionnement

Un laser est placé au-dessus du canal, projetant une feuille laser sur le fond de celui-ci. Grâce à une caméra à haute vitesse (62 images par seconde) placée le long du canal (Figure 47a), les différents profils du lit de sédiment sont capturés. Le but des photos prises étant de mettre en avant la feuille laser, le dispositif complet est couvert de draps opaques pour travailler en chambre noire durant l'expérience. La Figure 47 présente toute l'installation, avec et sans draps noirs.

(a) (b)

Figure 47 – (a) Laser placé dans le coude et caméra à l'extérieur du canal et (b) chambre noire du laser

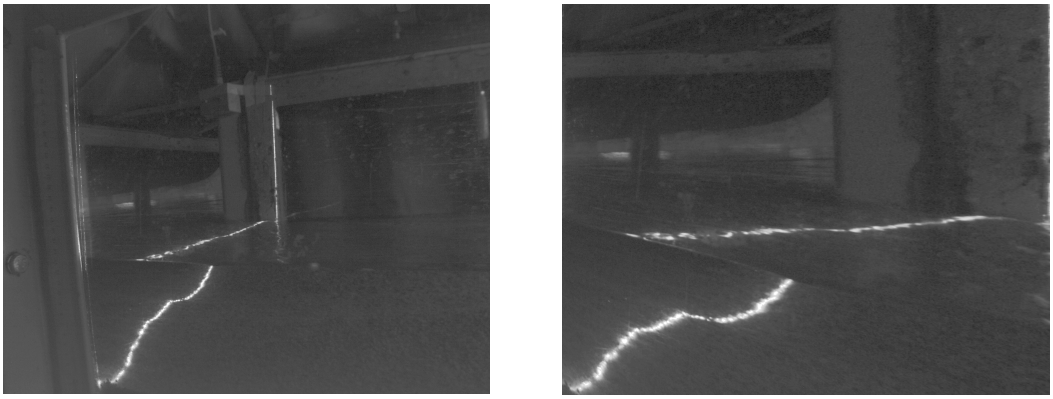
Les images obtenues par la caméra doivent être redressées afin de corriger la perspective mais aussi l'inclinaison de la prise de vue selon la position de la caméra. Cela peut être fait via une fonction « *Redressement* » dans Matlab. La Figure 48 montre l'image brute provenant de la caméra inclinée à gauche et l'image obtenue via la fonction Matlab à droite. La calibration de redressement des images est obtenue en procédant sur une photo d'un damier de calibration, posé sur la couche de sable à l'endroit précis où sera situé la ligne laser. Le processus de redressement consiste à sélectionner les 4 coins de la zone de l'image à analyser (Figure 48a). Ensuite cette image est redressée en posant ces 4 coins comme les 4 coins d'un rectangle (Figure 48b). Une dernière correction reste à faire avant de pouvoir sortir les profils du lit de sédiment : un facteur d'échelle en largeur et en hauteur doit être appliqué afin que les carrés du damier de calibration retrouvent leur taille initiale. Ceci est fait grâce à une autre fonction Matlab appelée *« ex_Profile_extraction »*.



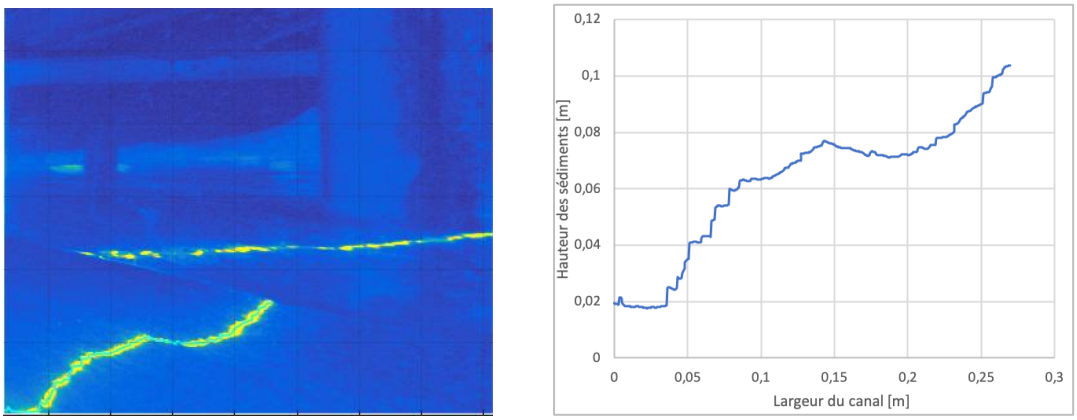
(a) (b)

Figure 48 – Redressement de l'image via Matlab

Une fois le redressement et la calibration faite, un traitement des images aux temps voulus doit être réalisé via la fonction « *Profile_extraction* » dans Matlab qui permet d'extraire les profils du laser (voir Figure 49). Cette fonction est décrite en détail dans le travail de fin d'études de Descantons et Dujardin (2014).



(a) (b)



(c) (d)

Figure 49 – (a) Photo brute du rofil laser dans le coude après 15 secondes, (b) image redressée selon la calibration du damier, (c) extraction du profil et (d) profil final extrait de l'image

3.2.2.2. Réflexion et réfraction

Lorsqu'une onde lumineuse atteint une surface plane séparant deux matériaux transparents, une partie de cette onde est réfléchie et le reste est réfracté dans le deuxième milieu, comme le montre la Figure 50. L'angle de réfraction dépend des indices de réfraction n_i de chaque matériau alors que l'angle de réflexion est le même que l'angle d'incidence de l'onde lumineuse.

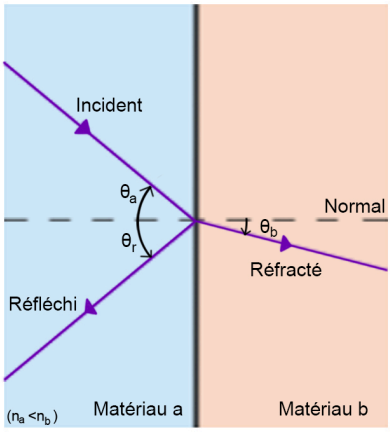


Figure 50 – Réflexion et réfraction d'une onde lumineuse (Young, 2008)

En présence d'eau, le laser est donc en partie reflété et en partie réfracté à l'interface entre l'eau et l'air. Sur les images capturées par la caméra, plusieurs lignes laser peuvent être observées : la Figure 49a montre autant le reflet du laser sur l'eau et donc le profil de la surface libre que le laser réfracté dans l'eau qui présente le profil du lit.

Le fait de pouvoir faire la distinction entre les deux lignes est cruciale afin d'être certain de ce qui est mesuré et dès lors de ne pas confondre le profil d'eau et celui des sédiments. Cette confusion fut l'un des problèmes rencontrés par Abou-Habib et Michaux (2017), présenté dans la Section 5 et résolu dans ce mémoire-ci.

3.3. Description qualitative de l'expérience

Dans cette section, une explication qualitative de l'expérience est présentée afin que les résultats attendus soient exposés.

L'expérience commence avec la porte fermée et le réservoir rempli jusqu'à une hauteur définie. La rupture de barrage est simulée par une levée rapide de la porte, à la main. Une fois que celle-ci est levée, l'eau se dirige vers l'aval sous forme d'un écoulement supercritique. Après 3 secondes, la vague atteint le coude (Figure 51a), sa vitesse devient nulle et le niveau d'eau monte. Ensuite, la colonne d'eau redescend et la vague se déploie tant à l'amont qu'à l'aval (Figure 51b) créant une zone de recirculation dans le coin extérieur du coude. En aval du coude, l'écoulement après l'impact est subcritique et s'écoule jusqu'à la sortie du canal. En amont, suite à l'impact, un ressaut hydraulique se forme et remonte à partir du coude jusqu'au réservoir (Figure 51c-d). Dans la partie amont du canal, l'écoulement qui sort du réservoir est supercritique jusqu'à ce qu'il croise le ressaut hydraulique. En aval du ressaut, tout l'écoulement est subcritique et sa vitesse est plus faible que celle du flux sortant du réservoir. Après 14 secondes environ, le ressaut atteint le réservoir. Tout l'écoulement est alors subcritique et le niveau d'eau baisse dans le canal jusqu'à ce que la porte soit fermée et que le canal soit vidé. La Figure 52 montre une photo du ressaut hydraulique en amont du coude après 13 secondes, juste avant qu'il n'atteigne le réservoir.

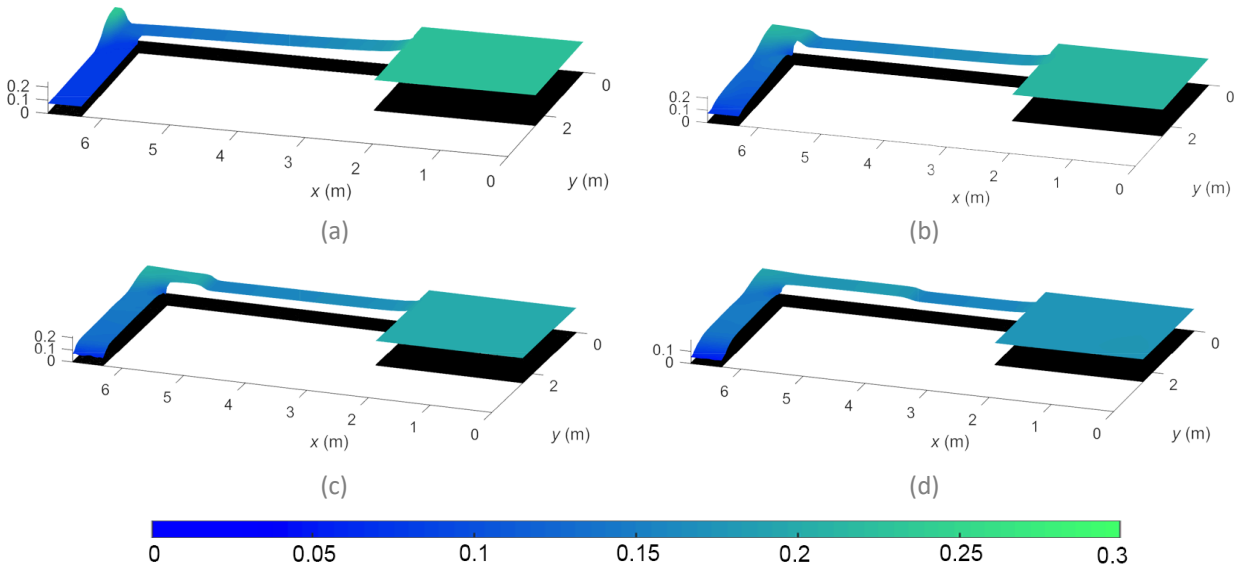


Figure 51 – Physique de l'écoulement pour (a) 3, (b) 5, (c) 7 et (d) 11 secondes (en mètres)

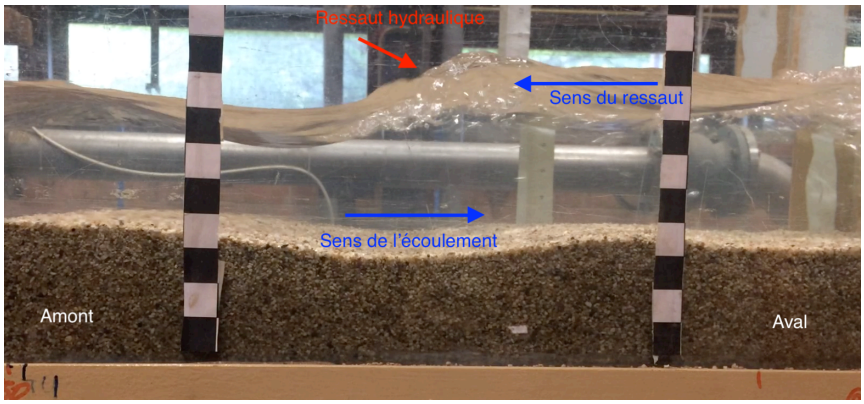


Figure 52 – Ressaut dans le canal après 13 secondes

Une fois l'écoulement arrêté, plusieurs éléments sont remarquables. Tout d'abord des antidunes se sont formées à la sortie du réservoir suite au régime supercritique induit par la rupture de barrage. Une fois que le ressaut est remonté jusqu'au réservoir et que le régime est devenu subcritique, leur formation s'est arrêtée et les antidunes restent visibles à la fin de l'expérience (voir Figure 53).

(a) (b)

Figure 53 – Antidunes à la sortie du réservoir (a) vue du haut et soulignées en orange et (b) vue de côté

Enfin, des zones de dépôt et d'érosion sont visibles dans et en aval du coude. La Figure 54a permet de mettre en évidence deux zones de dépôt : à l'extérieur du coude dans la zone de recirculation et du côté intérieur du coude en aval de celui-ci. La zone d'érosion la plus marquée se trouve sur le côté extérieur du coude en aval. Des « bandes » d'érosion se créent aussi le long des vitres, tant du côté intérieur qu'extérieur du coude. Dans ces zones la vitesse est plus grande car les vitres ont un coefficient de friction plus petit que le fond et donc une érosion plus importante se crée (Figure 54b).

(a) (b)

Figure 54 – (a) Zones d'érosion et de dépôt à l'aval du coude et (b) bandes d'érosion plus prononcées

4. Le modèle numérique

Dans cette section est présenté le modèle numérique. Il consiste en une extension du modèle 1D *Clear Water Layer* (CWL) sur lit mobile (Van Emelen, 2014), basée sur le modèle 2D proposé par Soares Frazão et al. (2010). Ce chapitre reprend les équations et opérateurs composant le modèle ainsi que leur résolution numérique. Avant d'être décrits en détail dans les sections suivantes, une brève énonciation de ceux-ci est réalisée ci-après.

Le système d'équations bidimensionnelles de Saint-Venant–Exner (SVE 2D) est développé afin de modéliser l'écoulement ainsi que le transport de sédiments dans un canal muni d'un coude. Le système de Saint-Venant interprète la partie hydrodynamique de l'écoulement et l'équation d'Exner permet de représenter l'évolution morphologique du lit. Toutes ces équations sont étroitement liées car le transport de sédiment sur le lit change la dynamique de l'écoulement, qui, à son tour, induit un changement dans le transport solide.

En outre, une équation de fermeture est nécessaire pour évaluer le taux de sédiment transporté. L'équation de transport de Meyer-Peter—Müller (MPM – Equation($\mathbf{6}$)) est préférentiellement utilisée dans ce travail. Cependant, afin d'illustrer l'impact de ce choix, d'autres formules de transport de sédiment ont aussi été implémentées dans le code. Il faut savoir que seul le transport par charriage est considéré dans ce modèle. En effet, il a été démontré (Van Emelen, 2014) que dans le cas d'un écoulement transitoire rapide, comme c'est le cas sous la vague induite par une rupture de barrage, l'inégalité $\frac{w_s}{u_*} \geq 0{,}8 - 1$ (Section 2.1.3) est respectée. Dès lors, les sédiments, soumis à une contrainte de cisaillement élevée, peuvent être considérés comme transportés par charriage uniquement, et par conséquent, le transport par suspension peut être négligé.

Afin de résoudre numériquement les équations de Saint-Venant–Exner, un schéma de volumes-finis est combiné à un solveur Harten-Lax-Van Leer avec discontinuités de contact (HLLC). Ce modèle couplé est nécessaire pour représenter la forte interaction entre les variables d'eau et de sédiment (Hudson et al., 2005) qui existe dans des écoulements rapides transitoires induisant des changements morphologiques importants.

Le schéma des volumes-finis requiert une discrétisation du domaine en un maillage, ici établi comme non-structuré et composé de cellules triangulaires pour représenter au mieux les frontières. Le solveur HLLC est utilisé pour calculer les flux intercellulaires en prenant en compte un estimateur de vitesse de l'onde adapté au modèle. En effet, les équations de Saint-Venant–Exner sont des équations hyperboliques impliquant une vitesse finie de propagation de l'information et des solutions discontinues. Une estimation adéquate des ondes de flux doit donc être obtenue et cela est possible grâce à la recherche des valeurs propres du système.

Un opérateur de rupture de berge (Swartenbroekx et al., 2010) est ajouté au modèle pour simuler l'érosion latérale. Il met à jour le dépôt et l'érosion du fond en comparant localement la pente du lit aux angles de stabilité des sédiments afin de simuler le plus fidèlement possible le comportement des grains dans le canal.

Pour finir, les conditions limites et la condition de stabilité du système seront traitées dans ce chapitre.

4.1. Description du modèle

4.1.1. Géométrie du modèle

Pour obtenir une comparaison fiable, la géométrie du dispositif utilisé dans le modèle numérique est la même que celle du modèle expérimental (voir Figure 39). Il s'agit donc d'un réservoir donnant sur un canal composé d'un coude à 90° et débouchant sur un déversoir en aval. Il a les mêmes dimensions en plan et en élévation que le modèle expérimental. La géométrie est discrétisée en un maillage composé de 4122 cellules, tel que représenté à la Figure 55 et décrit en détail à la Section 7.1.1, pour traiter au mieux la résolution numérique.

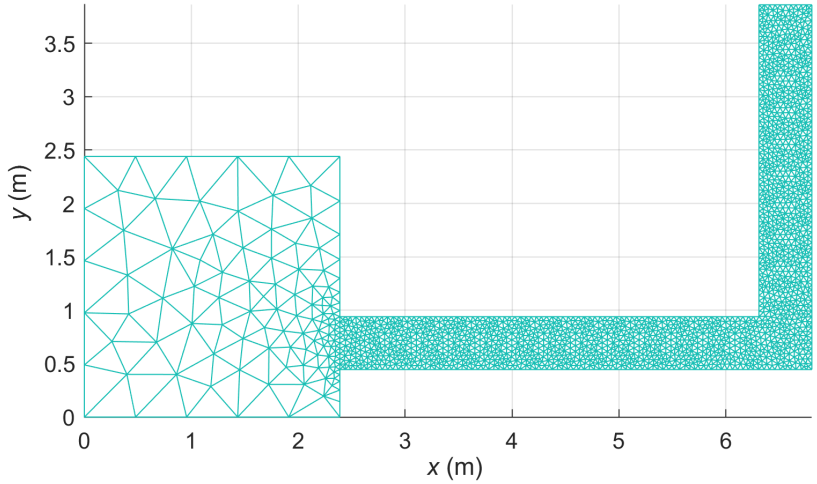


Figure 55 - Géométrie du domaine de calcul et maillage

4.1.2. Implémentation du modèle

Le modèle numérique complet est implémenté dans un code C ++. Initialement développé lors de la thèse de Soares Frazão (2002) pour un écoulement transitoire rapide sans sédiment, il a été adapté pour prendre en compte le transport de sédiment (Soares Frazão et al., 2010) et a été complété par un opérateur de rupture de berge (Swartenbroekx et al., 2010). Les classes et fonctionnalités principales du code C++, dans sa forme initiale sans sédiment, ont été expliquées et détaillées, notamment dans le travail de fin d'études de deux étudiants (Pignon et Walravens, 2011) ainsi que dans une notice qui y est liée. Aucun ajout ou changement de classe n'a été effectué dans le cadre de ce travail, elles ne seront donc pas développées ici. Cependant, certaines petites améliorations ont été et sont encore continuellement apportées au code au cours des différents travaux nécessitant son utilisation, afin de le rendre le plus complet, rapide et précis possible.

4.2. Description des équations

Le modèle mathématique, c'est-à-dire les différentes équations du modèle SVE 2D, leur discrétisation ainsi que leur résolution numérique, est décrit dans cette section. Ce modèle suit le schéma de calcul développé par Soares Frazão et al. (2010).

4.2.1. Equations générales

Le système représentant le modèle de calcul est composé des trois équations de conservation formant le modèle *Clear Water Layer*. Comme expliqué précédemment, l'écoulement est décrit par le modèle de Saint-

Venant qui apporte l'équation de continuité et de conservation de quantité de mouvement du flux. Ensuite, l'équation de conservation de masse des sédiments est traitée par le modèle d'Exner. Finalement, une équation de fermeture prenant en compte le taux de sédiments transportés est associée au système.

4.2.1.1. Saint-Venant–Exner

Considérant un système de référence défini par les coordonnées cartésiennes x et y, l'écoulement peut être scindé en deux composantes : $q_x = hu\ [m^3/s\ /m]$ et $q_y = hv\ [m^3/s\ /m]$ représentant le flux unitaire dans les directions x et y. Les variables u et v correspondent aux composantes de vitesse moyennée sur la profondeur h dans les directions x et y respectivement. Si la variation du lit en fonction du temps est plus lente que la variation de la profondeur de l'eau, le système d'équations 2D peut être exprimé sous la forme vectorielle conservative suivante

$$\frac{\partial \mathbf{U}}{\partial t} + \frac{\partial \mathbf{F}(\mathbf{U})}{\partial x} + \frac{\partial \mathbf{G}(\mathbf{U})}{\partial y} = \mathbf{S} \qquad (\mathbf{5})$$

$$\mathbf{U} = \begin{pmatrix} h \\ uh \\ vh \\ zb \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} h \\ q_x \\ q_y \\ zb \end{pmatrix};\ \mathbf{F} = \begin{pmatrix} q_x \\ \frac{q_x^2}{h} + \frac{gh^2}{2} \\ \frac{q_x q_y}{h} \\ \frac{q_{s,x}}{1-\varepsilon_0} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} q_x \\ \sigma_x \\ \mu_{xy} \\ \frac{q_{s,x}}{1-\varepsilon_0} \end{pmatrix};\ \mathbf{G} = \begin{pmatrix} q_y \\ \frac{q_x q_y}{h} \\ \frac{q_y^2}{h} + \frac{gh^2}{2} \\ \frac{q_{s,y}}{1-\varepsilon_0} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} q_y \\ \mu_{xy} \\ \sigma_y \\ \frac{q_{s,y}}{1-\varepsilon_0} \end{pmatrix};\ \mathbf{S} = \begin{pmatrix} 0 \\ gh(S_{0,x} - S_{f,x}) \\ gh(S_{0,y} - S_{f,y}) \\ 0 \end{pmatrix}$$

où h représente la profondeur d'eau, z_b le niveau du lit érodable, $q_{s,x}$ et $q_{s,y}$ $[m^3/s\ /m]$ les débits de sédiments unitaires dans les directions x et y, σ et μ les flux de quantité de mouvement respectivement dans les directions normale et transversale et ε_0 la porosité du lit. Les composantes $S_{0,x}$, $S_{0,y}$ et $S_{f,x}$, $S_{f,y}$ du vecteur source $\boldsymbol{S}$ correspondent respectivement aux pentes du lit et aux termes de frottement en x et y.
Une représentation schématique de certains paramètres de l'écoulement est illustrée à la Figure 56.

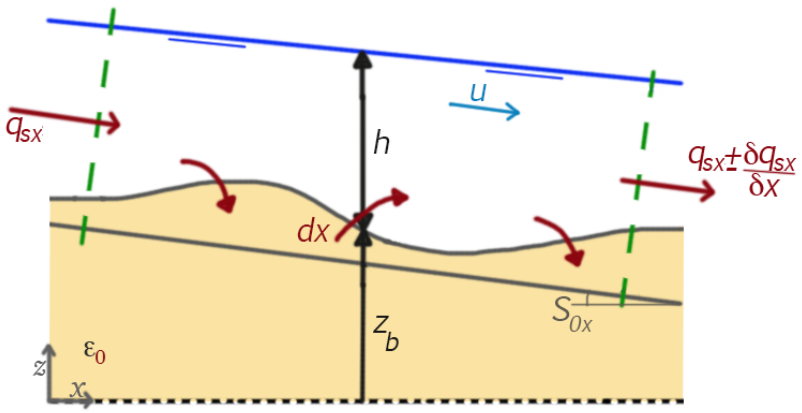


Figure 56 – Représentation du modèle d'écoulement avec débit solide dans la direction x

4.2.1.2. Formules de transport

Meyer-Peter–Müller (MPM)

Dans cette équation, s représente le rapport entre la densité des sédiments et celle de l'eau et d_{50} est le diamètre moyen des grains. La contrainte adimensionnelle τ_* de cisaillement sur le lit est définie à l'Équation $(\mathbf{2})$ dans laquelle $q = \left(q_x^2 + q_y^2\right)^{1/2}$ représente le débit unitaire du flux, $d = d_{50}$ et n est le coefficient de friction de Manning. Le mouvement des sédiments commence lorsque τ_* dépasse un certain seuil correspondant à la contrainte de cisaillement critique adimensionnelle du lit $\tau_{*,c}$ ($\tau_{*,c} = 0{,}047$ pour MPM).

Cette équation de fermeture peut ensuite être étendue au cas bidimensionnel au moyen des équations suivantes

$$q_{s,x} = 8\sqrt{g(s-1)d_{50}^3}\left(\frac{n^2 q_x (q_x^2+q_y^2)^{1/2}}{(s-1)d_{50}h^{7/3}} - \tau_{*c}\right)^{3/2}$$

$$q_{s,y} = 8\sqrt{g(s-1)d_{50}^3}\left(\frac{n^2 q_y (q_x^2+q_y^2)^{1/2}}{(s-1)d_{50}h^{7/3}} - \tau_{*c}\right)^{3/2}$$

Autres formules de transport

Les différentes équations régissant le taux de sédiment transporté proviennent de formules empiriques. Dès lors, les résultats peuvent fortement varier en fonction de la formule utilisée. De plus, la plupart des formules, dont MPM, ont été calibrées pour de faibles contraintes de cisaillement et leur application à d'intenses transports de sédiment est discutable. Malgré qu'il ait été démontré (Van Emelen, 2014) que la formule de MPM donnait de bons résultats dans le cas d'écoulements transitoires, d'autres formules ont été testées dans ce mémoire (voir Tableau 3). Cela permettra de comparer leur adéquation et leur pertinence dans le cas d'un coude à 90° par comparaison avec les observations expérimentales (voir Section 7.3).

Références		**Équation adimensionnelle du taux de transport par charriage**	**Conditions de calibration**		
			$d_{50}\ [mm]$	S_0	τ_*
Meyer-Peter & Müller (1948)	**MPM**	$q_{s*,MPM} = 8(\tau_* - 0{,}047)^{1{,}5}$	$0{,}4 - 29$	$< 0{,}02$	$< 0{,}25$
Wong & Parker (2006)	**WP**	$q_{s*,WP} = 3{,}97(\tau_* - 0{,}0495)^{1{,}5}$	$0{,}4 - 29$	$< 0{,}02$	$< 0{,}25$
Camenen & Larsen (2005)	**CL**	$q_{s*,CL} = 12\,\tau_*^{1{,}5} exp\left(-4{,}5\frac{0{,}047}{\tau_*}\right)$	$0{,}08 - 200$	$0{,}03 - 0{,}2$	$0{,}1 - 3{,}3$
Wu *et al.* (2000)	**Wu**	$q_{s*,Wu} = 0{,}0053\left(\left(\frac{n'}{n}\right)^{1{,}5}\left(\frac{\tau_*}{0{,}03}\right) - 1\right)^{2{,}2}$	$0{,}06 - 128$	$< 0{,}016$	–
Smart & Jäggi (1983)	**SJ**	$q_{s*,SJ} = 4{,}2\left(\frac{u}{u_*}\right) S_f^{0{,}6} {\tau_*}^{0{,}5}(\tau_* - \tau_{*c}(\alpha_0))$	$0{,}4 - 29$	$0{,}073 - 0{,}2$	$0{,}1 - 3{,}3$
Ashida & Michiue (1972)	**AM**	$q_{s*,AM} = 17\,(\tau_* - 0{,}05)\,(\tau_*^{0{,}5} - 0{,}05^{0{,}5})$	$0{,}3 - 7$	–	–
Wilson (1987)	**Wi**	$q_{s*,Wi} = 11{,}8\,\tau_*^{1.5}$	13	–	$> 0{,}8$
Abrahams (2003)	**Ab**	$q_{s*,Ab} = \left(\frac{u}{u_*}\right)\tau_*^{1{,}5}$	$3 - 10{,}5$	$0{,}03 - 0{,}21$	$0{,}6 - 1{,}83$

Tableau 3 – Expressions des formules de transport sélectionnées

Dans le Tableau 3, la forme adimensionnelle du flux de sédiment est obtenue selon l'équation suivante

$$q_{s*} = \frac{q_s}{\sqrt{g(s-1)d_{50}^3}}$$

Smart & Jäggi

Dans la formule de Smart & Jäggi, la contrainte de cisaillement critique adimensionnelle dépend de l'angle de la pente du fond α_0, de l'angle interne de frottement du matériau du lit φ et de la contrainte de cisaillement adimensionnelle sur un lit horizontal $\tau_{*_{c,0}}$, estimée à $0{,}06$. Elle est définie par l'équation qui suit

$$\tau_{*_c}(\alpha_0) = \tau_{*_{c,0}} \cos\alpha_0 \left(1 - \frac{\tan\alpha_0}{\tan\varphi}\right)$$

Cette formule implique aussi une relation entre la vitesse moyenne u et la vitesse de frottement adimensionnelle u_*. La vitesse moyenne peut être déterminée par le rapport entre le débit unitaire de l'écoulement q $[m^3/s/m]$ et la hauteur d'eau $h[m]$ tel que $u = q/h$ $[m/s]$. La vitesse adimensionnelle u_* est, quant à elle, définie par $u_* = \sqrt{gRS_f}$ où R, le rayon hydraulique, peut être approximé par la hauteur d'eau h pour un canal de section rectangulaire comme c'est le cas dans ce travail. Le rapport devient

$$\frac{u}{u_*} = \frac{q}{h\sqrt{ghS_f}}$$

Le terme de friction S_f est déterminé grâce à la formule de Manning-Strickler définie à la Section 2.1.4.

Wu et al.

Le paramètre n dans la formule de Wu et al. représente le coefficient de Manning global du lit et n' le coefficient de Manning correspondant à la rugosité des grains. Dans ce travail, la rugosité due aux formes de fond est négligée et il est considéré que $n = n'$.

Wilson et Abrahams

Les formules de Wilson et Abrahams sont valides uniquement pour un transport *sheet flow* des sédiments alors que toutes les autres sont des expressions de transport par saltation. Un transport *sheet flow* se caractérise par le mouvement d'une couche de grains en collision ayant une épaisseur supérieure à celle du diamètre moyen d_{50} des sédiments. Ces formules ne considèrent donc pas de valeur de contrainte de cisaillement critique. Elles peuvent être couplées avec d'autres formules plus classiques (MPM, etc.) valables pour des écoulements à faible contrainte de cisaillement. Par exemple, le couplage entre la formule de Wilson et la formule de MPM s'exprime comme suit

$$\begin{cases} si \quad \tau_* < 0{,}047 & \Rightarrow \quad q_s = 0 \\ si \quad 0{,}047 < \tau_* < 0{,}5 & \Rightarrow \quad q_s = q_{s,MPM} \\ si \quad 0{,}5 < \tau_* < 0{,}55 & \Rightarrow \quad q_s = q_{s,MPM} + \left(q_{s,Wi} - q_{s,MPM}\right)\dfrac{(\tau_* - 0.5)}{0{,}55 - 0{,}5} \\ si \quad 0{,}55 < \tau_* & \Rightarrow \quad q_s = q_{s,Wi} \end{cases} \qquad (\mathbf{7})$$

Les bornes $\tau_{*_c} = 0{,}5$ et $\tau_{*_c} = 0{,}55$ ont été suggérées par Gao (2008) (voir Section 2.1.3) et représentent les limites du régime de transport par saltation et du transport *sheet-flow*. Entre ces deux limites se trouve donc une zone de transition où une approximation linéaire peut être utilisée pour déterminer le flux de sédiment (Van Emelen, 2012).

4.2.2. Analyse des valeurs propres du système

Afin de résoudre le système $(\mathbf{5})$, une méthodologie en deux parties a été adoptée. Premièrement, une analyse a été réalisée sur la partie homogène du système et ensuite le terme source $\mathbf{S}$ est pris en compte. Cette section se concentre sur la première partie de la méthodologie, c'est-à-dire la partie homogène du système

d'équations de Saint-Venant—Exner. La Section 4.2.3 explique, quant à elle, la deuxième partie de la méthodologie impliquant le terme source $\mathbf{S}$.

La résolution du système $(\mathbf{5})$ commence par la vérification de l'hyperbolicité du système. En effet, comme énoncé précédemment, les équations de Saint-Venant sont de nature hyperbolique, ce qui implique, d'un point de vue physique, que l'information voyage dans le temps et dans l'espace du système à vitesse finie. Autrement dit, le chemin de propagation de l'information, appelé *caractéristique*, peut être identifié et suivi. Mathématiquement, cette propriété se traduit par les valeurs propres réelles de la matrice Jacobienne du système (Toro, 2001). La manipulation du système est décrite dans cette section afin d'aboutir à une évaluation de ces valeurs propres λ_i.

Premièrement, une réécriture des équations, développée par Goutière et al. (2008), permet de ne garder que le terme source de friction $\mathbf{S_f}$ dans l'expression de droite de $(\mathbf{5})$. Cela dit, ce terme n'a qu'une très faible influence sur les propriétés de propagation des ondes et il est dès lors négligé dans la suite de ce développement, ce qui permet de travailler avec un système homogène.

Deuxièmement, la discrétisation du domaine, nécessaire pour le processus de résolution numérique par les volumes-finis permet d'exprimer les variables des expressions du flux dans un référentiel de coordonnées locales (x_n, y_t), lié aux interfaces entre les cellules tel que représenté à la Figure 57. La propriété d'invariance en rotation (Guinot, 2008 et Toro, 1997) est utilisée pour passer des coordonnées globales (x, y) aux coordonnées locales (x_n, y_t).

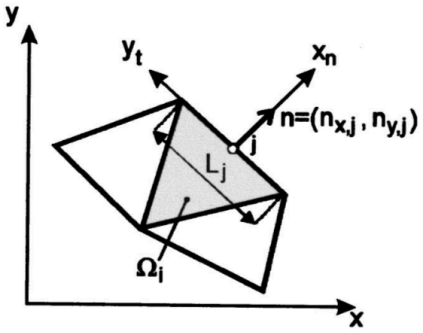


Figure 57 – Discrétisation en un maillage de cellules triangulaires non structuré (Soares Frazão et al., 2010)

Pour finir, si l'on considère, en plus de ces changements, que les flux sont calculés perpendiculairement aux interfaces, la recherche des caractéristiques peut se faire par le biais de l'équation aux dérivées partielles de Saint-Venant–Exner $(\mathbf{5})$ sous forme vectorielle homogène dans le référentiel local, définie comme suit

$$\left(\frac{\partial \bar{\mathbf{U}}}{\partial t}\right)_{1\to 2} + \frac{\partial \mathbf{F}(\bar{\mathbf{U}})}{\partial x_n} + \mathbf{H}(\bar{\mathbf{U}})\frac{\partial \bar{\mathbf{U}}}{\partial x_n} = \mathbf{0} \qquad (\mathbf{8})$$

$$\bar{\mathbf{U}} = \begin{pmatrix} h \\ q_n \\ q_t \\ z_b \end{pmatrix}; \quad \mathbf{F}(\bar{\mathbf{U}}) = \begin{pmatrix} q_n \\ \sigma_n \\ \mu_{nt} \\ \frac{q_{s,n}}{1-\varepsilon_0} \end{pmatrix}; \quad \mathbf{H}(\bar{\mathbf{U}}) = \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & gh \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{pmatrix}$$

Les indices n et t renvoient, respectivement, à la composante normale et tangentielle des variables.

4.2.2.1. Matrice Jacobienne et pseudo-Jacobienne

L'expression $(\mathbf{8})$ du système permet de mettre en évidence sa matrice Jacobienne $\mathbf{A}(\overline{\mathbf{U}}) = \partial\mathbf{F}(\overline{\mathbf{U}})/\partial\overline{\mathbf{U}}$ ou encore sa matrice dite *pseudo-Jacobienne* $\mathbf{A}'(\overline{\mathbf{U}}) = \mathbf{A}(\overline{\mathbf{U}}) + \mathbf{H}(\overline{\mathbf{U}})$**.** Le système devient

$$\frac{\partial\overline{\mathbf{U}}}{\partial t} + \frac{\partial\mathbf{F}(\overline{\mathbf{U}})}{\partial x_n} + \mathbf{H}(\overline{\mathbf{U}})\frac{\partial\overline{\mathbf{U}}}{\partial x_n} = \frac{\partial\overline{\mathbf{U}}}{\partial t} + \mathbf{A}(\overline{\mathbf{U}})\frac{\partial\overline{\mathbf{U}}}{\partial x_n} + \mathbf{H}(\overline{\mathbf{U}})\frac{\partial\overline{\mathbf{U}}}{\partial x_n} = \frac{\partial\overline{\mathbf{U}}}{\partial t} + \mathbf{A}'(\overline{\mathbf{U}})\frac{\partial\overline{\mathbf{U}}}{\partial x_n} = 0$$

$$\mathbf{A}'(\overline{\mathbf{U}}) = \begin{pmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 \\ c^2 - u_n^2 & 2u_n & 0 & c^2 \\ -u_n v_t & v_t & u_n & 0 \\ \frac{1}{1-\varepsilon_0}\frac{\partial q_{s,n}}{\partial h} & \frac{1}{1-\varepsilon_0}\frac{\partial q_{s,n}}{\partial q_n} & \frac{1}{1-\varepsilon_0}\frac{\partial q_{s,n}}{\partial q_t} & 0 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 \\ c^2 - u_n^2 & 2u_n & 0 & c^2 \\ -u_n v_t & v_t & u_n & 0 \\ a_1 & a_2 & a_3 & 0 \end{pmatrix}$$

Cette matrice *pseudo-Jacobienne* permet de déterminer plus aisément les caractéristiques du système. Elle tient compte de la célérité de l'onde d'eau $c^2 = gh$, des vitesses normale et tangentielle de l'écoulement u_n and v_t et aussi des dérivées liées au taux de sédiment transporté dans la direction normale $q_{s,n}$ par rapport à la hauteur d'eau h, ainsi que par rapport aux débits unitaires q_n et q_t, développées dans l'Annexe B.

4.2.2.2. Expression analytique approchée des caractéristiques

Les valeurs propres λ_i de la matrice *pseudo-Jacobienne* $\mathbf{A}'(\overline{\mathbf{U}})$ peuvent être obtenue en développant le polynôme caractéristique suivant

$$\det(\mathbf{A}'(\overline{\mathbf{U}}) - \lambda\mathbf{I}) = (u_n - \lambda)\left(\lambda^3 - 2u_n\lambda^2 + (u_n^2 - c^2 - a_2c^2)\lambda - c^2(a_1 + a_3v_t)\right) = 0,$$

dont les quatre racines correspondent aux quatre caractéristiques du système. Il est difficile de calculer ces caractéristiques car aucune expression analytique simple ne peut être trouvée.

Cependant, quelques approximations existent, notamment celles développées par Soares Frazão et al. (2010), basées sur un premier développement unidimensionnel conduit par Goutière et al. (2008) et utilisées dans ce travail. Ces expressions analytiques approximatives des célérités des ondes λ_i sont valides pour tout nombre de Froude (et donc pour tout régime d'écoulement). Elles ont été comparées et adaptées aux valeurs exactes calculées au moyen d'un solveur analytique. Ces valeurs propres sont donc approximées mais tout de même validées comme étant assez précises. De plus, elles sont toujours réelles ce qui valide l'hyperbolicité du système. Elles s'expriment selon les équations suivantes

$$\begin{cases} \lambda_1 = \frac{1}{2}(u_n - c - \sqrt{(u_n - c)^2 + 4a_2c^2}) \\ \lambda_2 = \frac{1}{2}(u_n - c + \sqrt{(u_n - c)^2 + 4a_2c^2}) \\ \lambda_3 = u_n \\ \lambda_4 = u_n + c \end{cases} \qquad (\mathbf{9})$$

Ces valeurs propres correspondent à la vitesse de propagation de l'information à l'intérieur du système de Saint-Venant en eau peu profonde complété par l'équation d'Exner pour tenir compte de l'évolution morphologique du lit. Trois d'entre elles représentent les caractéristiques hydrodynamiques et elles sont accompagnées d'une quatrième valeur propre, représentant la caractéristique sédimentologique. En fonction du régime de l'écoulement, c'est-à-dire selon que l'écoulement soit subcritique ou supercritique, la propagation de l'information liée au transport de sédiment est réalisée respectivement d'après λ_2 ou λ_1. Cette

caractéristique sédimentologique est souvent très faible comparée aux autres, liées au processus hydrodynamique, excepté à l'approche des conditions critiques ($Fr = \frac{u}{c} \cong 1$).

4.2.3. Terme source

Maintenant que la résolution de l'équation homogène $(\mathbf{8})$ est achevée, il est important de vérifier que le terme source respecte bien la dissipation ou la conservation d'énergie. La deuxième partie de la méthodologie doit dès lors être résolue. Elle est définie par l'équation suivante

$$\left(\frac{\partial \overline{\mathbf{U}}}{\partial t}\right)_{2\to 3} \equiv \frac{\partial}{\partial t}\begin{pmatrix} h \\ u_n h \\ v_t h \\ zb \end{pmatrix}_{2\to 3} = \mathbf{S} = \mathbf{S_f} \equiv \begin{pmatrix} 0 \\ -ghS_{f,x} \\ -ghS_{f,y} \\ 0 \end{pmatrix}$$

où l'état initial $\overline{\mathbf{U}}_2$ correspond à la solution obtenue lors de la première étape de la méthodologie (Équation $(\mathbf{8})$) et l'état final $\overline{\mathbf{U}}_3$ correspond au temps final de l'étape $t + \Delta t$.

Le terme source dans le modèle est assez simple étant donné qu'il ne comprend que le terme de friction sur le lit selon la réécriture de l'Equation $(\mathbf{5})$ par Goutière (2008). La profondeur de l'écoulement étant considérée comme constante dans le modèle 2D, seules les composantes de la vitesse du flux u_n et v_t varient. Il en est conclu que la friction produit une diminution de la vitesse de l'écoulement et que le sous-système $2 \to 3$ ne fait que dissiper de l'énergie mécanique. Cela est exprimé mathématiquement par les expressions suivantes

$$h\frac{\partial u_n}{\partial t} = -ghS_{f,x} \Rightarrow \frac{\partial u_n}{\partial t} = -gS_{f,x}$$
$$h\frac{\partial v_t}{\partial t} = -ghS_{f,y} \Rightarrow \frac{\partial v_t}{\partial t} = -gS_{f,y}$$

4.3. Schéma numérique des volumes-finis et HLLC solveur

La complexité du modèle d'écoulement morpho-dynamique impose une résolution numérique du système bidimensionnel de Saint-Venant–Exner par l'utilisation d'un schéma de volumes-finis de premier ordre combiné à un schéma HLL modifié.

En effet, le calcul du flux aux interfaces entre cellules est l'une des principales difficultés du schéma des volumes-finis car il dépend de la vitesse de propagation de l'information dans le système. Or, comme énoncé dans la Section 4.2.2.2, il est difficile de calculer les caractéristiques du système SVE car aucune expression analytique simple n'existe.

4.3.1. Schéma des volumes-finis du premier ordre

L'approche des volumes-finis, implémentée pour les lois de conservations hyperboliques, permet de gérer des chocs, tels que rencontrés dans une rupture de barrage. Elle utilise des approximations d'intégrales (via le théorème d'Ostogradski[7]) afin de résoudre, de manière approchée, les équations aux dérivées partielles du système sur un maillage constitué de volumes finis.

[7] Ce théorème permet de transformer les intégrales de volume des termes de divergence des équations aux dérivées partielles, en intégrales de surface.

Premièrement, le domaine, représentant la géométrie du canal, doit être discrétisé en un ensemble de cellules, définies ici comme triangulaires et positionnées de manière non structurée. Dans cette discrétisation du premier ordre, les variables hydrauliques $\mathbf{U_i}$ sont considérées comme constantes dans chaque cellule i à chaque pas de temps. Cela implique la présence de discontinuités aux interfaces entre les cellules (voir Section 4.3.2). Une approximation du flux entre cellules doit alors être déterminée tout en respectant la continuité et la conservation des variables au sein du système. Afin d'être lu selon une discrétisation en volumes-finis, le système $(\mathbf{5})$ peut être réécrit comme suit

$$\mathbf{U}_{\boldsymbol{i}}^{\mathrm{n}+1} = \mathbf{U}_{\boldsymbol{i}}^{\mathrm{n}} - \frac{\Delta t}{\Omega_i}\sum_{\boldsymbol{j=1}}^{n_b} \mathbf{T}_{\mathbf{j}}^{-1}\mathbf{F}_{\boldsymbol{j}}^{*}(\bar{\mathbf{U}}_{\boldsymbol{j}})L_j + \mathbf{S}_{\mathbf{i}}\Delta t \qquad (\mathbf{10})$$

où Ω_{i} est l'aire de la base de la cellule i, L_j la longueur de la $j^{ième}$ interface et n_b le nombre d'interfaces de la cellule (3 pour des cellules triangulaires). Ici, les lignes d'énergie $S_{f,x}$ et $S_{f,y}$ sont calculées selon la formule de Manning-Strickler (voir Équation $(\mathbf{1})$).

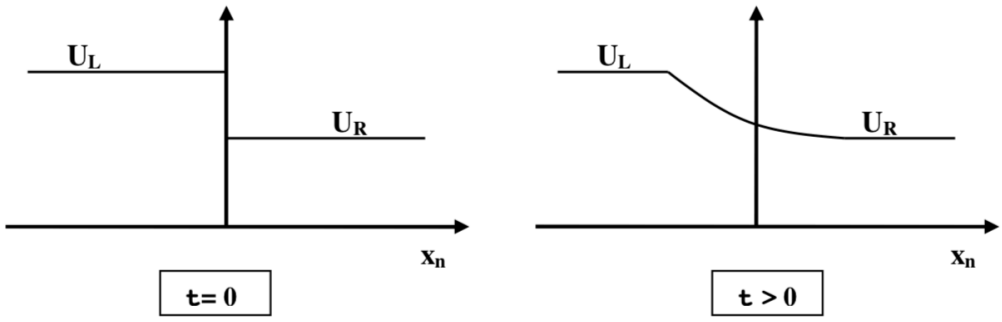
Comme pour la résolution analytique des équations SVE, la résolution numérique se fait suivant une méthodologie en deux étapes et à l'aide du solveur de type Harten-Lax-Van Leer considérant les discontinuités de contact. Premièrement, les flux moyens à chaque interface sont calculés en utilisant le schéma HLL modifié (voir Section 4.3.3). Il en découle une actualisation intermédiaire de l'état $\mathbf{U_i}$ de la cellule. Ensuite, les termes sources sont calculés dans chacune des cellules. L'état final des variables $\mathbf{U}_{\boldsymbol{i}}^{\mathbf{n+1}}$ est alors trouvé.

4.3.2. Discontinuités

Dans cette section, une explication des discontinuités et de leur résolution dans le système est décrite. Celle-ci permettra de mieux interpréter la détermination des flux via le modèle HLLC expliqué à la Section 4.3.3.

Le choix d'un schéma de premier ordre incite à considérer constant l'état de chaque cellule, créant alors des discontinuités entre les variables hydrauliques de cellules adjacentes. Toutefois, une autre propriété des équations hyperboliques est la prise en compte des discontinuités. Mathématiquement, celles-ci peuvent être prises en compte sur une section limitée du problème car elles se développent sur une région relativement mince par rapport à la taille globale de celui-ci Elles n'affectent alors les dérivées partielles des équations du système, que sur un des deux côtés de la discontinuité (Soares Frazão, 2002).

Les discontinuités aux interfaces intercellulaires d'un système hyperbolique dont les expressions analytiques des valeurs propres sont connues, peuvent être étudiées selon les invariants de Riemann. Le problème de Riemann initial se définit entre un état constant à gauche $\mathbf{U}_L$ et à droite $\mathbf{U}_R$ de l'interface (Figure 58a). Une telle configuration est instable et contraint la discontinuité à rapidement s'aplatir pour parvenir à une liaison continue entre les états (Figure 58b). Le problème est donc composé de deux équations différentielles partielles avec une condition représentant la discontinuité entre deux cellules.



(a) (b)

Figure 58 – Schéma interprétant le problème de Riemann (Marylin, 2009)

Soit la situation où une discontinuité voyage à vitesse a, comme représenté à la Figure 59. Il est possible, en intégrant la loi de conservation homogène $(\mathbf{8})$ autour de la discontinuité sur un volume de contrôle délimité par l'intervalle $[x_L, x_R]$, de trouver la relation qui lie la vitesse de la discontinuité a aux états $\mathbf{U_L}$ et $\mathbf{U_R}$ qui l'entourent via le flux $\mathbf{F}$ entre les cellules, tel que

$$\Delta \mathbf{F} = a\, \Delta \mathbf{U} \qquad (\mathbf{11})$$

Cette relation $(\mathbf{11})$, dite relation de Rankine-Hugoniot, reste d'application dans le cas de solutions discontinues alors que les dérivées partielles du système $(\mathbf{8})$ ne sont, elles, plus définies.

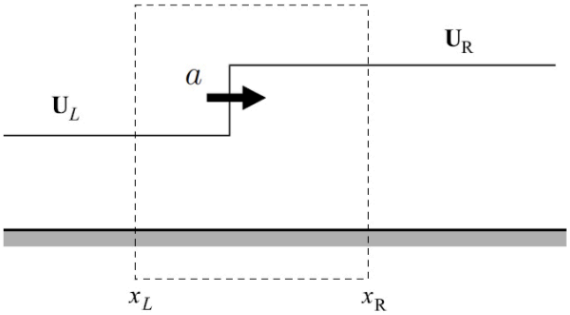


Figure 59 – Représentation d'une discontinuité de vitesse a, (Pignon et Walravens, 2011)

4.3.3. Solveur HLLC

Le problème de Riemann est difficile à résoudre analytiquement. Dès lors, une version modifiée du solveur Harten-Lax-Van Leer (HLL) est utilisée pour le résoudre de manière numérique.

Le solveur initial HLL, développé par Harten et al. (1983) permet d'aborder plus facilement le problème en considérant une approximation constante par morceaux à l'interface entre les états constants $\mathbf{U}_L$ et $\mathbf{U}_R$, plutôt qu'une solution continue telle que présentée à la Figure 58b. Un état constant $\mathbf{U}^*$ est alors introduit au temps $n+1$, créant une double discontinuité $\mathbf{U}_L - \mathbf{U}^*$ et $\mathbf{U}^* - \mathbf{U}_R$ (Figure 60b). Cet état est attribué à la partie du domaine délimité par les deux ondes se propageant à une célérité λ^- et λ^+ issues de la discontinuité initiale (voir Figure 60c).

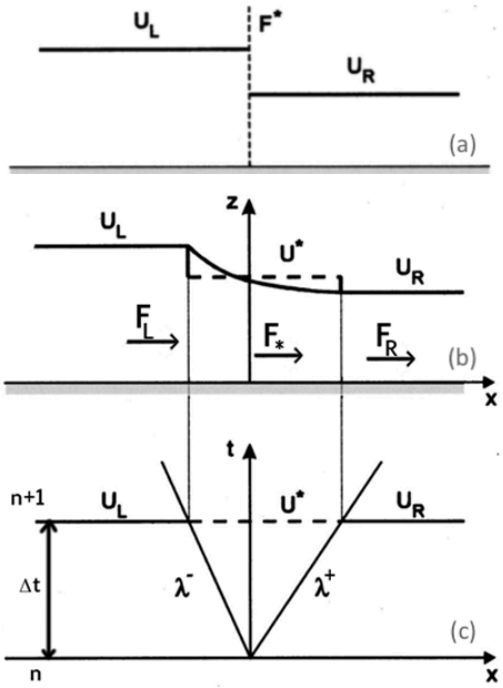


Figure 60 – Problème de Riemann et schéma HLL approximé : (a) états constants autour de l'interface, (b) discontinuité linéaire et approximation constante U^* et (c) caractéristiques délimitant les différents états après un pas de temps

Cependant, la résolution du schéma Saint-Venant–Exner implique quatre ondes et non deux (voir Section 4.2.2.2). Pour obtenir un schéma approprié tenant compte des deux ondes intermédiaires entre les deux extrêmes, évitant ainsi de la diffusion numérique dans la solution, une modification du solveur HLL est utilisée. Un schéma HLLC a alors été créé, pour un écoulement hydrodynamique pur par Toro et al. (1994) et étendu dans le cas d'un écoulement avec sédiments par Soares Frazão et al. (2010), validé pour tout nombre de Froude.

Ce schéma HLL amélioré permet notamment de tenir compte du flux tangent à l'interface contrairement au solveur classique qui ne considère que les flux normaux à celle-ci. Cela permet de définir la discontinuité de contact de la vitesse transversale v_t, représentée par l'onde intermédiaire additionnelle λ_3. Une discontinuité de contact est une onde à travers laquelle la variable est discontinue mais la célérité de l'onde est continue.

Le fait d'introduire les deux ondes intermédiaires additionnelles dans le modèle résulte en une séparation du problème en cinq états constants ($\mathbf{U}_L$, $\mathbf{U}^*_{1,2}$, $\mathbf{U}^*_{2,3}$, $\mathbf{U}^*_{3,4}$ et $\mathbf{U}_R$) pour un temps $n+1$. Le schéma représentatif pour un écoulement en régime subcritique et supercritique est représenté à la Figure 61.

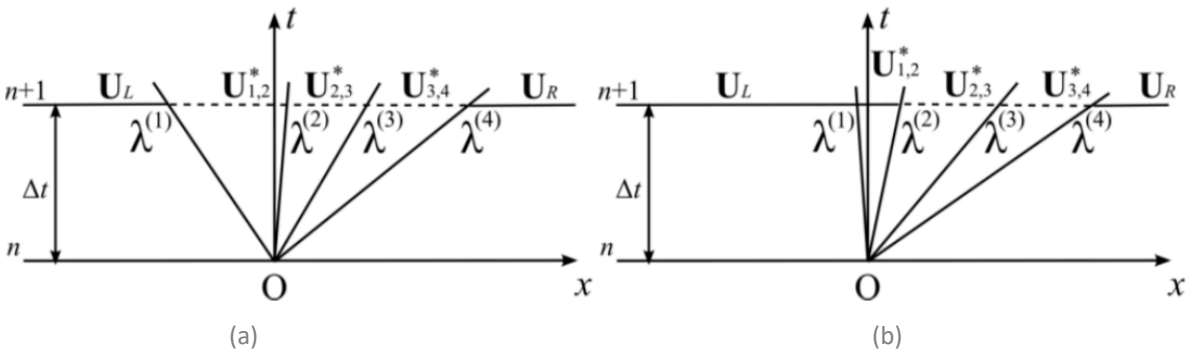


Figure 61 – Problème de Riemann pour le modèle SVE 2D : (a) flux subcritique, (b) flux supercritique (Van Emelen, 2014)

Le principe de résolution du solveur consiste à écrire les relations de Rankine-Hugoniot (Équation $(\mathbf{11})$) à chaque saut dans la structure de propagation, pour lier les états constants $\mathbf{U}^*$, à gauche et à droite de chaque onde, aux flux correspondants $\mathbf{F}^*$. Ces relations, ont été définie pour les quatre ondes i, selon l'équation

$$\mathbf{F}^*_{i,i+1} - \mathbf{F}^*_{i-1,i} = \lambda_i\left(\mathbf{U}^*_{i,i+1} - \mathbf{U}^*_{i-1,i}\right) \qquad (\mathbf{12})$$

Suite à la vitesse très faible de la propagation de l'information liée aux sédiments comparée à celle des composantes hydrodynamiques (voir Section 4.2.2.2), les formules HLLC classiques de flux sont utilisées uniquement pour les trois premières composantes du flux intercellulaire $\mathbf{F}^*$ définit comme suit

$$\mathbf{F}^* = \begin{pmatrix} q_n^* \\ \sigma_n^* \\ \mu_{nt}^* \\ q_s^*/(1-\varepsilon_0) \end{pmatrix} \qquad (\mathbf{13})$$

où q_n^* est le flux de masse, σ_n^* le flux de quantité de mouvement dans la direction normale, μ_{nt}^* le flux de quantité de mouvement dans la direction transversale et q_s^* le flux de sédiment. Toutefois, ce processus ne néglige pas l'information liée aux sédiments étant donné que les vitesses d'onde λ_i, calculées en tenant compte de l'information de sédiment (Équation $(\mathbf{9})$), sont prises en compte dans la résolution des Equations $(\mathbf{12})$. Les calculs détaillés des flux sont exposés dans l'article de Soares Frazão et al. (2010).

4.4. Rupture de berge

Dans cette section, le mécanisme de rupture de berge et son schéma principal de calcul sont brièvement présentés. Cet opérateur a déjà été introduit dans l'état de l'art à la Section 2.5.3.

4.4.1. Introduction

Une rupture de berge induit de grands changements géomorphologiques qui arrivent aléatoirement et brusquement. Ce mécanisme ne peut donc pas être simplement considéré continu tel que le transport par charriage. Cela dit, ces deux mécanismes sont étroitement liés car touchant tous deux à l'évolution du lit du canal, ce qui pousse naturellement à insérer un opérateur de rupture de berge dans le modèle.

Dans le cas du domaine discrétisé de ce travail, une rupture de berge locale est utilisée (voir Section 2.5.2.2). Le processus géomorphologique de la berge est déterminé par le calcul de la pente de chaque cellule du maillage afin d'analyser sa stabilité. Le critère suggère que lorsque la pente d'une cellule dépasse un angle critique α_c la rupture de berge est activée et les cellules sont inclinées jusqu'à atteindre un angle résiduel α_r (Zech et al., 2008) (voir Figure 32), refaçonnant donc la section pour retrouver un état stable.

Les valeurs des angles à utiliser pour un certain matériau peuvent être déterminées expérimentalement et dépendent de l'immersion des grains. Les angles critiques et résiduels du sable émergé et submergé utilisés dans cette étude sont $\alpha_{ce} = 87°$; $\alpha_{cs} = 35°$; $\alpha_{re} = 85°$; $\alpha_{rs} = 30°$. Ils ont été déterminés à postériori grâce aux expériences menées par Spinewine et al. (2002) dans diverses situations de repos, avec ou sans eau, pour des grains définis selon les propriétés du Tableau 4.

$\boldsymbol{\rho_s}$ $[\boldsymbol{kg/m^3}]$	$\boldsymbol{d_{50}}$ $[\boldsymbol{mm}]$	$\boldsymbol{\varepsilon_0}$ [%]	$\boldsymbol{n}$ $[\boldsymbol{s/m^{\frac{1}{3}}}]$
2615	1,8	40,5	0,0165

Tableau 4 – Valeurs des paramètres utilisés par Spinewine et al. (2002)

4.4.2. Schéma principal de calcul

Le principe du schéma de calcul de l'opérateur de rupture de berge se divise en six étapes, brièvement développées à la Sections 2.5.3 et expliquées en détail dans l'article de Swartenbroekx et al. (2010).

Une précision est tout de même donnée ici en ce qui concerne la deuxième étape du processus, qui permet de récupérer la continuité du lit après avoir assigné un incrément de niveau Δz aux cellules. Pour ce faire, un changement de niveau aux sommets doit être défini. Or, celui-ci peut être interprété de plusieurs manières dont deux sont testées dans ce mémoire et présentées ci-dessous :

1) **Méthode du Centroïde** : L'incrément de niveau du lit au nœud est calculé au moyen d'une simple moyenne arithmétique des incréments de niveau des cellules adjacentes au nœud.
2) **Méthode Voronoï** : L'incrément de niveau est trouvé par l'application d'une moyenne pondérée basée sur le diagramme de Voronoï[8]. Cette technique tient compte uniquement de la partie des cellules adjacentes plus proche du nœud analysé que de tout autre nœud. La conservation de masse entre les discrétisations discontinues et continues du lit est alors directement assurée durant l'actualisation du nœud et ne doit donc pas être récupérée, comme c'est le cas pour l'autre méthode. Bien que se voulant plus précise que la méthode du centroïde, cette méthode à tendance à lisser les résultats et à modifier la forme de la berge même si celle-ci est stable.

Afin de déterminer entre simplicité et justesse laquelle des deux méthodes est la plus adaptée au cas étudié dans ce mémoire, celles-ci seront testées et leurs résultats exposés à la Section 7.2.

4.5. Condition aval

A l'extrémité aval du canal, une sortie libre est mise en place et le flux traverse donc entièrement la limite du domaine. Les flux sont calculés à travers les interfaces extrêmes des cellules à la limite du domaine en utilisant les relations de compatibilité des caractéristiques et d'autres conditions limites additionnelles si nécessaire. L'approche la plus simple pour modéliser ce qu'il se passe est d'extrapoler par une fonction constante la valeur des dernières cellules du maillage vers l'extérieur du canal. Le déversement aval est alors modélisé au moyen d'une condition aux limites dite transmissive car elle transmet uniquement l'information venant de l'amont λ^+(supposée constante - U_n sur la Figure 62). Cela dit, dans le cas de ce travail, l'écoulement débouchant à l'aval est subcritique et donc les conditions aval ont une influence sur l'écoulement lui-même.

Deux des caractéristiques hydrodynamiques de l'écoulement subcritique (λ_3 et λ_4) sont positives et descendent le courant en véhiculant l'information des variables de l'amont vers l'aval. Cependant, la troisième caractéristique liée à l'écoulement (λ_1) est négative (voir Figure 61a) et une condition aux limites supplémentaire est nécessaire pour remplacer sa relation de compatibilité étant donné qu'aucune information d'aval n'existe après la limite du domaine (voir partie droite de la Figure 62- λ^- en pointillés). Selon Savary et al. (2007), dans le cas d'une condition limite transmissive pour la partie hydrodynamique de l'écoulement, un niveau de sédiment en aval doit être imposé. Ce niveau est imposé ici comme le niveau du lit fixe du canal afin de reproduire l'expérience de la meilleure façon possible. Dans le cas d'un écoulement

[8] Le diagramme de Voronoï est une partition du plan en cellules à partir d'un ensemble discret de n points. Chaque cellule enferme un seul point, et forme l'ensemble des points du plan plus proches de ce point que de tous les autres. La cellule représente en quelque sorte la *zone d'influence* du point. (Weinstein, 2018)

subcritique arrivant à la frontière en aval, une profondeur d'eau doit être imposée comme condition limite aval. A défaut d'une telle valeur, la profondeur critique h_c est imposée.

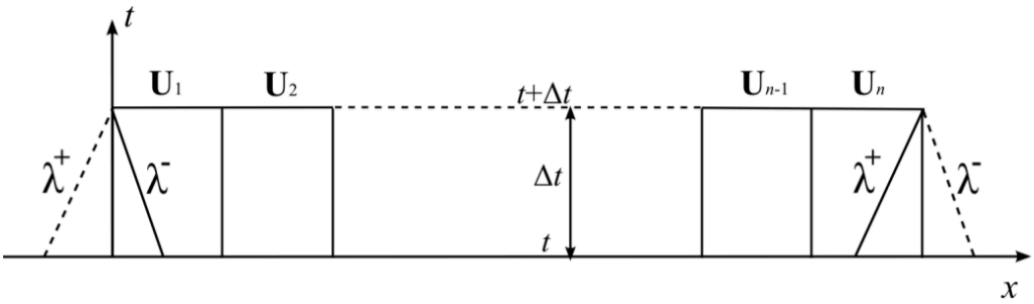


Figure 62 – Représentation des états aux interfaces extrêmes, l'entrée du domaine à gauche, la sortie à droite (Van Emelen, 2014)

4.6. Condition de stabilité (CFL)

Afin d'assurer la stabilité de la solution numérique, les pas de temps Δt et d'espace Δx doivent satisfaire à une condition classique de CFL (Courant-Friedrichs-Lewy, 1928). La définition de la condition CFL telle qu'exprimée par Culbert (1998), est la suivante : « le domaine de dépendance numérique complet doit contenir le domaine de dépendance physique ». Par conséquent, cette condition implique que la distance parcourue par toute information au cours de la longueur du pas de temps dans le maillage doit être inférieure à la distance entre les éléments du maillage. En d'autres termes, les informations d'une cellule ou d'un élément de maillage donné ne doivent se propager qu'à ses voisins immédiats (Caminha, 2019). La condition peut être exprimée sous la forme suivante

$$N_{CFL} = \frac{|u + c|}{\Delta x / \Delta t} \leq 1$$

Dans le cas de ce travail, la nature explicite du schéma numérique des volumes-finis requiert une telle condition. La valeur de la condition retenue est semblable à celle utilisée par Soares Frazão (2002) étant donné que le schéma de calcul est similaire et vaut $N_{CFL} = 0{,}9$.

4.7. Direction du débit solide

Le modèle présenté tout au long de ce mémoire est bidimensionnel. Cela signifie qu'aucune modification des variables n'est considérée dans la direction verticale (en z). Par exemple, les vitesses de l'écoulement sont moyennées sur la verticale et les courants secondaires ne sont pas pris en compte au vu de leur complexité d'implémentation. Cependant, ces phénomènes de courant 3D influencent le transport de sédiment transversalement sur la section au coude (voir Annexe C). Cela dit, un autre mécanisme influence aussi le transport des sédiments : la gravité

Initialement, la direction du transport par charriage est supposée être la même que l'orientation du flux. Cela dit, pour des lits non horizontaux (berges, etc.), l'accélération gravitationnelle tend à entrainer les grains le long des pentes (Struiksma et al., 1985). Le transport de sédiment est alors dévié et les angles définissant la direction du transport solide et l'inclinaison de la contrainte de cisaillement sur le fond ne coïncident plus parfaitement. Dès lors, une correction de la pente α du débit solide unitaire q_s doit être réalisée lors de sa mise à jour. Deux forces agissant sur les particules sédimentaires non cohésives (Chang 1988) doivent être prises en compte pour déterminer cette correction. Premièrement la force de trainée, engendrée par le

courant, fonction de la contrainte de cisaillement du lit et parallèle au flux hydrodynamique. Deuxièmement, comme mentionné, le poids volumique déjaugé du grain et donc la gravité. Via une formulation linéarisée de l'orientation des sédiments, basé sur Abad et al. (2007), une nouvelle orientation de q_s peut être déterminée

$$\tan\alpha = \frac{\sin\delta - \left(\frac{1}{f_s\tau_*}\frac{\partial z_b}{\partial y}\right)}{\cos\delta - \left(\frac{1}{f_s\tau_*}\frac{\partial z_b}{\partial x}\right)}$$

avec $\frac{\partial z_b}{\partial x} = S_{0,x}$; $\frac{\partial z_b}{\partial y} = S_{0,y}$ les pentes du lit dans les directions x et y, $f_s = 9\left(\frac{d_{50}}{h}\right)^{0,3}\sqrt{\tau_*}$ le facteur de forme des particules selon Abad et al. (2007), δ l'inclinaison de la contrainte de cisaillement sur le lit qui adimensionnalisée équivaut à τ_* (voir Équation $(\mathbf{2})$), h la hauteur d'eau et d_{50} le diamètre moyen des grains.

Si le paramètre $f_s\tau_*$ est supérieur à 0, la direction du transport solide ne correspond plus à la direction de l'écoulement (donc de τ_*) et peut être mis à jour, à chaque pas de temps, dans les deux dimensions selon

$$q_{s,x} = q_s \times \cos\alpha = q_s \times \left(\cos\delta - \frac{S_{0,x}}{f_s\tau_*}\right)$$

$$q_{s,y} = q_s \times \sin\alpha = q_s \times \left(\sin\delta - \frac{S_{0,y}}{f_s\tau_*}\right)$$

Cela ne suffit évidemment pas à considérer de manière intégrale les effets tridimensionnels mais ce changement de pente est déjà une première amélioration dans la prise en compte des mécanismes 3D.

4.8. Conclusion

Une résolution des équations de Saint-Venant–Exner accompagnées d'une équation de fermeture et d'un opérateur de rupture de berge, permet, grâce au schéma des volumes-finis couplé au solveur modifié HLLC, de modéliser le processus d'un écoulement provenant d'une rupture de barrage. L'implémentation de ce modèle dans un code C++ permet de sortir des résultats numériques de hauteurs d'eau, de niveaux de sédiments ou encore de vecteurs vitesse, qui seront présentés à la Section 7 et comparés aux mesures expérimentales dans la section 8.

5. Résultats antérieurs

Dans ce chapitre est présenté le travail réalisé par Abou-Habib et Michaux en 2017. Comme dit précédemment, le présent mémoire est la prolongation de ce travail, qui lui-même s'appuyait sur la thèse de 2002 de Soares Frazão. De ce fait, la même problématique est traitée, c'est-à-dire l'étude du transport de sédiment dans un coude à 90° sous l'effet d'une rupture de barrage.

La conclusion de leur mémoire soulève l'existence d'incohérences probablement dues à des erreurs d'interprétation des mesures. Dans le cadre de ce mémoire-ci, les expériences ont été refaites afin de vérifier les résultats obtenus et de les corriger dans le cas échéant. Ces résultats ont donc été confrontés aux résultats précédents ce qui a permis d'observer des améliorations et de corriger des inexactitudes. C'est pourquoi ce chapitre est composé d'une description du dispositif expérimental et numérique ainsi que d'une présentation des résultats trouvés par Abou-Habib et Michaux comprenant la calibration du coefficient de Manning, la topographie finale, l'évolution des niveaux d'eau et de la hauteur des sédiments. Cette présentation est réalisée au travers d'une comparaison entre les mesures expérimentales numériques.

5.1. Modélisation de l'écoulement

5.1.1. Modélisation expérimentale

Le dispositif expérimental utilisé est le même que celui décrit dans la Section 3.1 : un canal composé de deux tronçons, d'un coude et d'un réservoir muni d'une porte. La Figure 39 en montre le plan.

5.1.2. Modélisation numérique

Au niveau numérique, le modèle diffère quelque peu de celui présenté dans la Section 4. Pour commencer, le code numérique est basé sur le modèle 2D de Saint-Venant–Exner développé par Soares Frazão et al. (2010), comme c'est le cas pour ce mémoire-ci. Ce code n'a cependant pas subi de modifications majeures puisque Abou-Habib et Michaux se sont surtout concentrés sur la création d'un dispositif expérimental viable. Cependant, différentes simulations ont été réalisées en faisant varier certains paramètres, notamment la géométrie du canal et la formule de transport utilisée. De plus, la représentation du canal adoptée dans le modèle numérique est différente de celle expérimentale, tant en plan qu'en élévation. Elle est présentée ci-dessous.

5.1.2.1. Vue en plan

Le maillage a été implémenté sur une géométrie où le canal est centré par rapport au réservoir, comme le montre la Figure 63. Cependant, les dimensions du réservoir et du canal restent semblables au dispositif expérimental. Afin de pouvoir utiliser une telle représentation du canal, l'équivalence entre un écoulement centré et excentré a d'abord été vérifiée et une similarité des valeurs a pu être observée. Cette disposition numérique en plan ne doit donc pas apporter de différences majeures par rapport au dispositif numérique choisi dans le cas de ce mémoire-ci.

Pour ce qui est du maillage utilisé il est plus raffiné au niveau du coude et devient de plus en plus grossier vers l'aval et vers l'amont. Ce maillage non structuré est composé de 10 400 cellules triangulaires au total.

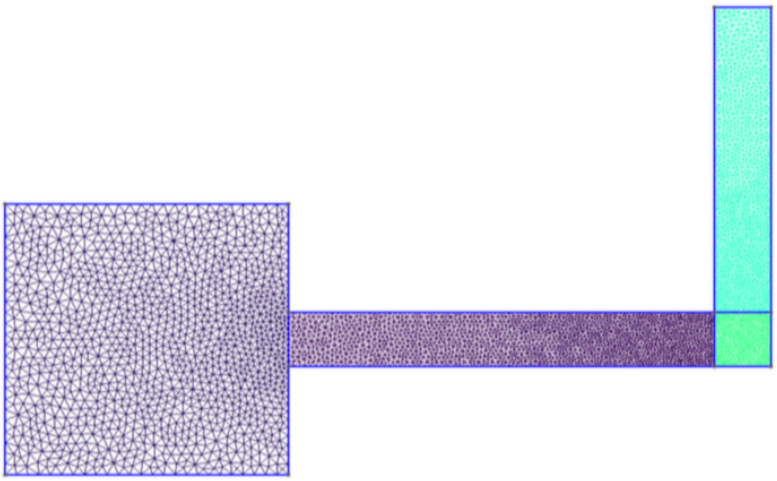


Figure 63 – Géométrie numérique du canal centré sur le réservoir et représentation du maillage (Abou-Habib et Michaux, 2017)

5.1.2.2. Élévation

L'élévation a aussi été modifiée pour ne considérer qu'une seule profondeur. En effet, en pratique, le fond du réservoir est situé 33 centimètres plus bas que le fond du canal (voir Figure 64c). Comme le modèle numérique est uniquement bidimensionnel, il ne tient pas compte des changements de vitesse verticale et donc cette simplification est acceptable. Toutefois, la Figure 65a montre qu'une légère diminution du niveau d'eau avant le retour du ressaut est induite par cette simplification, malgré le fait que le réservoir se vide à vitesse très similaire dans les deux cas (Figure 65b). Cette différence de géométrie a alors été établie comme négligeable.

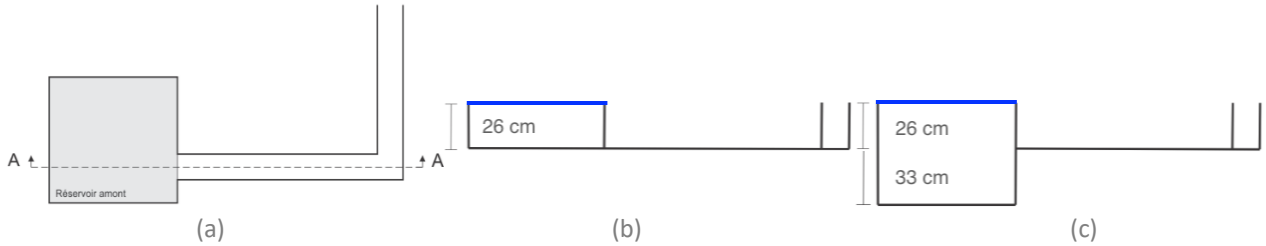


Figure 64 – (a) Plan du canal, et élévation à la coupe AA (b) modélisée et (c) réelle (Abou-Habib et Michaux, 2017)

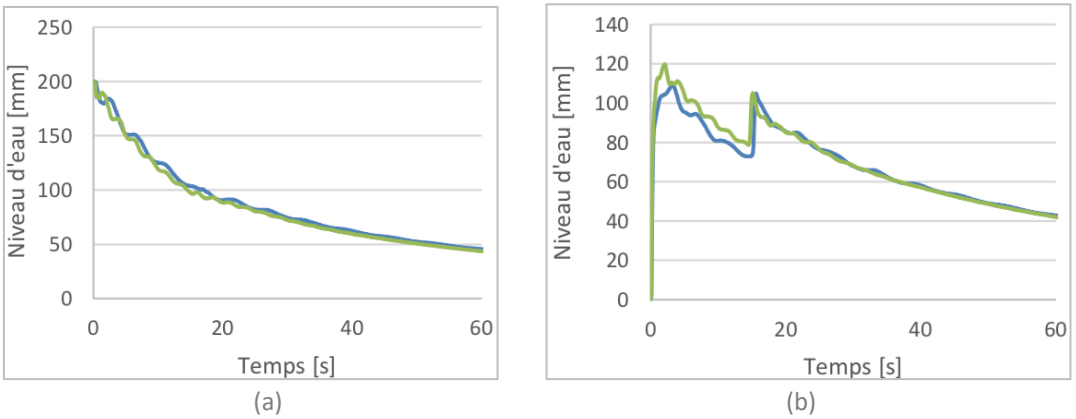


Figure 65 – Comparaison des niveaux d'eau pour les sondes (a) G1 – dans le réservoir et (b) G2 - à la sortie de la porte, pour le modèle sans marche en bleu et pour le modèle non simplifié en vert (Abou-Habib et Michaux, 2017)

5.1.2.3. Conditions initiales

Pour l'expérience menée sur lit mobile, la hauteur d'eau initiale dans le réservoir a été placée à 26 centimètres et la hauteur des sédiments dans le canal à 7,5 centimètres. Les grains ont un diamètre moyen d_{50} de 1,2 millimètre, le rapport des densités entre sédiments et eau est établi à 2,65 et la porosité ε_0 est de 0,5.

Pour ce qui est du coefficient de Manning utilisé pour les simulations numériques, une valeur approchée a été obtenue en comparant les résultats numériques des niveaux d'eau sur fond fixe pour différents coefficients de rugosité, aux résultats expérimentaux trouvés par les capteurs à ultrasons. Dès lors, un coefficient de Manning n d'une valeur de 0,012 [s/m$^{1/3}$] a été déterminé pour les sédiments utilisés.

5.1.2.4. Conditions aval

Lors de l'implémentation du code numérique dans d'autres recherches précédant celle de Abou-Habib et Michaux, plusieurs coquilles s'y sont glissées, notamment concernant les conditions aval qui y ont été incorrectement écrites. En effet, la présence de dépôt en sortie du canal dans la topographie numérique 2D a été observée alors qu'en réalité toute cette partie est complètement érodée.

Le problème de ce dépôt à la sortie est qu'il induit un ressaut supplémentaire, de l'extrémité aval du canal jusqu'au coude, faussant dès lors les résultats. Lors des recherches de solution, le canal a d'abord été allongé d'un mètre vers l'aval dans le code numérique afin d'essayer d'atténuer l'impact du ressaut sur la partie utile du canal utilisée pour les comparaisons avec l'expérimental. Grâce à ce changement de géométrie, l'erreur était effectivement atténuée mais pas totalement annulée. En effet, un dépôt était toujours observé à la sortie aval du canal (voir Figure 69b) et il impactait fortement les hauteurs d'eau (voir Figure 66).

L'influence de ce dépôt sur l'écoulement vient du fait que le flux devient subcritique après sa réflexion sur le coude, et donc qu'il dépend des conditions aval, en l'occurrence incorrectes.

5.2. Comparaison des résultats

Différents types de mesures ont été prises à divers endroits afin de caractériser au mieux l'écoulement. Premièrement, les niveaux d'eau pendant l'expérience ont été déterminés. Ensuite, une topographie du canal après 60 secondes a été obtenue, une fois qu'il était vide d'eau. Enfin, la dernière mesure réalisée est celle de l'évolution du lit de sédiment pendant l'écoulement, en aval de la porte ainsi qu'en aval du coude. Toutes ces mesures ont bien sûr été faites dans le but de pouvoir être comparées avec la simulation numérique, ce qui est présenté dans cette section.

5.2.1. Niveaux d'eau

Les niveaux d'eau ont été comparés dans le canal pendant l'écoulement, grâce à des sondes à ultrasons placées dans celui-ci et à des sondes numériques implémentées dans le code. Les niveaux ne coïncidaient pas parfaitement, et ce à cause du problème de dépôt à la sortie expliqué au point précédent. Cela est montré à la Figure 66 pour deux sondes différentes (G2 et G3).

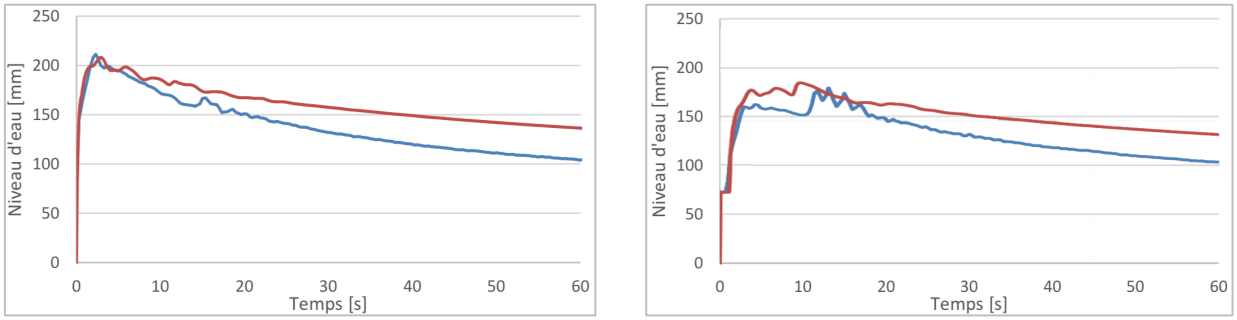


Figure 66 – Comparaison des niveaux d'eau numérique en rouge et expérimentale en bleu pour (a) la sonde 2 et (b) la sonde 3 (Abou-Habib et Michaux, 2017)

Il est important de noter que la reproductibilité expérimentale a été vérifiée. En effet, la même expérience a été réalisée trois fois d'affilée dans les mêmes conditions. Comme le montre la Figure 67 qui compare les niveaux d'eau des sondes 4 et 5, les résultats obtenus sont similaires, ce qui confirme la reproductibilité. Puisque le dispositif expérimental est le même dans le cadre de ce mémoire-ci, la reproductibilité des expériences peut être aussi assumée.

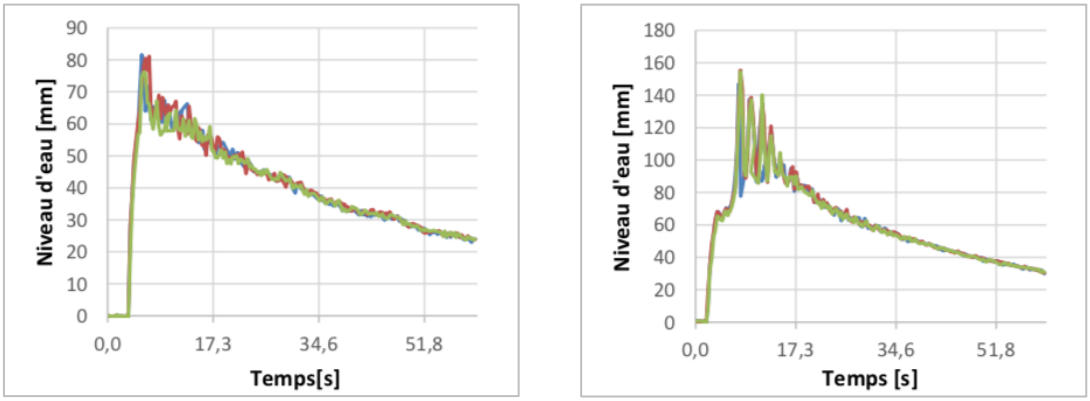


Figure 67 – Reproductibilité des essais pour les niveaux d'eau pour (a) la sonde 4 et (b) la sonde 5 (Abou-Habib et Michaux, 2017)

5.2.2. Topographie finale

Ensuite, la topographie finale a été enregistrée dans le canal sec, 60 secondes après le début de l'expérience, à l'aide de la technique de la feuille laser. Le placement de celle-ci est visible sur la Figure 68. La topographie numérique est réalisée sur base de la géométrie du canal allongé de 1 mètre vers l'aval et en considérant la formule de transport de Meyer-Peter–Müller. La Figure 69a présente la topographie expérimentale et la Figure 69b montre la topographie numérique.

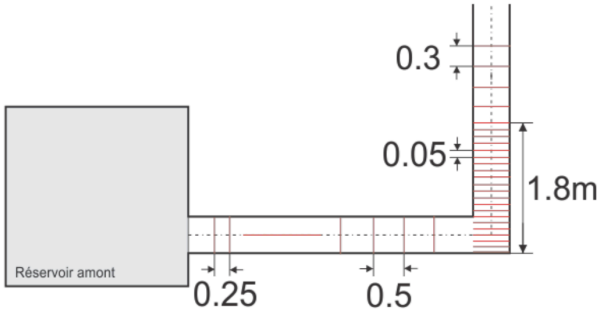


Figure 68 – Position de la feuille laser pour déterminer la topographie finale (Abou-Habib et Michaux, 2017)

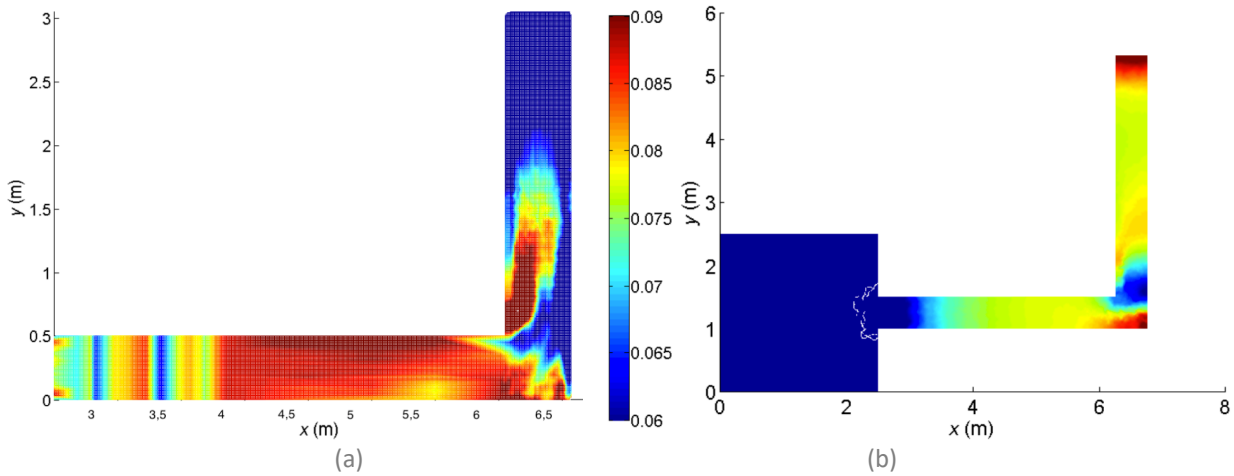


Figure 69 – Topographie obtenue (a) expérimentalement et (b) numériquement (Abou-Habib et Michaux, 2017) (en mètres)

Plusieurs constatations ont pu en être tirées. Premièrement, d'un point de vue expérimental, des antidunes se sont formées à l'aval de la porte. Deuxièmement, à l'aval du coude, il existe en réalité une zone d'érosion du côté extérieur et de dépôt du côté intérieur. Ces résultats concordent avec les expériences faites en 2002 (Soares Frazão), où les vitesses à la surface prédisaient un phénomène de dépôt et d'érosion comme celui-ci. Enfin, une bande d'érosion plus marquée le long de la paroi est visible. Toutes ces remarques confirment les résultats attendus, expliqués dans la description qualitative de l'expérience à la Section 3.3.

Ensuite, d'un point de vue numérique, plusieurs choses ressortent. Les antidunes tout d'abord, ne sont pas reprises dans la modélisation. De plus, dans le canal de manière générale, et plus particulièrement dans la zone du coude, le modèle numérique représente les zones de dépôt et d'érosion mais les sous-estime fortement. Comme les conditions aval n'ont pas été corrigées, un grand dépôt a lieu en sortie du canal alors que celui-ci ne se forme pas en réalité. Le flux de sédiment semble arrêté, ce qui a des répercussions sur l'entièreté du niveau du lit en amont.

Il est intéressant de remarquer que la technique de la feuille laser est très performante et fiable dans ce cas-ci c'est-à-dire lorsqu'il n'y a plus d'eau dans le canal et donc qu'il n'y a pas de risque de réfraction ni de réflexion. Les résultats mesurés expérimentalement semblent coller à la réalité et n'ont pas été remis en question dans ce mémoire-ci. Il a tout de même été intéressant de les reproduire afin d'essayer d'affiner la concordance entre les modèles numérique et expérimental. Les résultats numériques par contre sont très différents de la réalité, c'est pourquoi ils ont nécessité quelques améliorations.

5.2.3. Évolution des sédiments en fonction du temps

Les mesures de l'évolution du lit ont été concentrées sur deux zones, Ces dernières ont été réutilisées pour mener l'analyse dans ce mémoire-ci et sont reprises à la Figure 70. Les résultats obtenus dans ces zones sont présentés dans les sections suivantes (5.2.3.1 et 5.2.3.2). Malheureusement, ceux-ci ne sont pas en raccord avec ce qui pouvait être observé in situ. C'est d'ailleurs suite à cette découverte que l'interprétation des résultats obtenus avec la technique de la feuille laser, ont été remis en question. En effet la ligne lumineuse interprétée jusque-là comme la feuille laser projetée sur le lit de sédiment n'était sans doute que le reflet de la feuille laser sur la surface libre de l'eau. De ce fait, les résultats expérimentaux obtenus ne correspondaient pas aux mesures obtenues en temps réel pendant l'expérience. Dans ce mémoire-ci, une attention particulière a été portée à ce problème dans le but d'obtenir un jeu de données plus proche de la réalité.

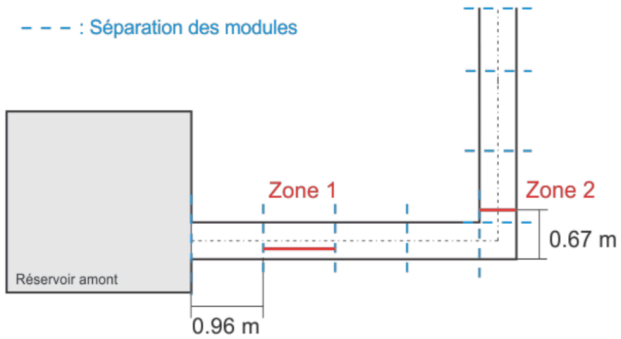


Figure 70 – Position du laser pour les mesures en continu (Abou-Habib et Michaux, 2017)

5.2.3.1. Évolution des antidunes

L'analyse a d'abord été réalisée pour la Zone 1, dans laquelle on remarque expérimentalement la formation rapide d'antidunes. Cependant, les hauteurs des creux et des bosses ne correspondaient pas parfaitement à la réalité observée. En effet, les antidunes mesuraient en réalité entre 60 et 80 millimètres de hauteur et non pas entre 65 et 85 millimètres comme l'indiquent les résultats de la Figure 71. Il y a donc un décalage entre les résultats expérimentaux et la réalité.

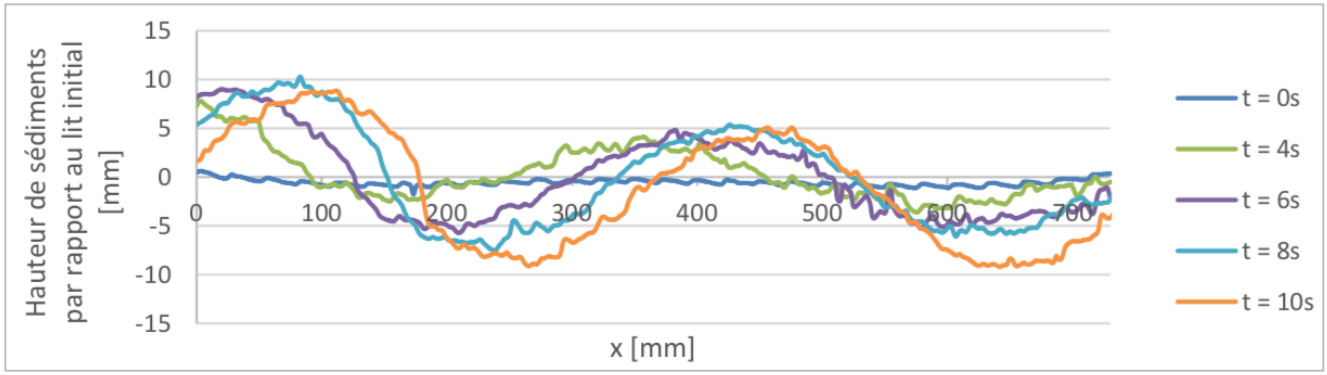


Figure 71 – Formation des antidunes de 0 à 10 secondes (Abou-Habib et Michaux, 2017)

Aucune comparaison n'a pu être faite avec le modèle numérique car comme le montre la Figure 69b le modèle numérique ne les prédit pas du tout.

5.2.3.2. Évolution du lit à l'aval du coude

Ensuite l'évolution du lit de sédiment en l'aval du coude a été mesurée. Cette mesure s'est effectuée à 67 centimètres du coin extérieur du coude. Dans cette Zone 2, une incohérence à tout de suite pu être remarquée sur les mesures expérimentales recueillies. En effet, le phénomène d'érosion n'abaissait le niveau du lit que de 1 centimètre (voir Figure 72), or le lit descendait d'au moins 6 centimètres en réalité.

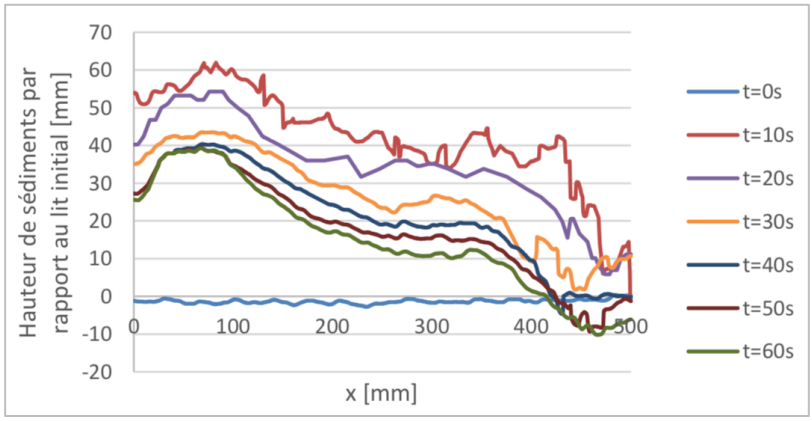


Figure 72 – Mesures expérimentales de l'évolution du lit à l'aval du coude au cours du temps (Abou-Habib et Michaux, 2017)

Ce problème a très vite été imputé à la technique de la feuille laser et plus précisément au fait que la ligne prise en compte était en fait le reflet du laser sur la surface libre de l'eau et non pas la ligne du laser projeté sur le lit de sédiment.

En plus de ce problème expérimental, la comparaison avec le modèle numérique n'a pas non plus donné de résultats très concluants. De nouveau, la Figure 69b montre que les phénomènes d'érosion et de dépôt sont fortement sous-estimés par rapport à la réalité (Figure 69a). La Figure 73 montre la comparaison faite pour le profil à 70 centimètres du coin extérieur du coude. Il est clair que le modèle numérique sous-estime trop fortement l'érosion et le dépôt pour que la comparaison soit intéressante.

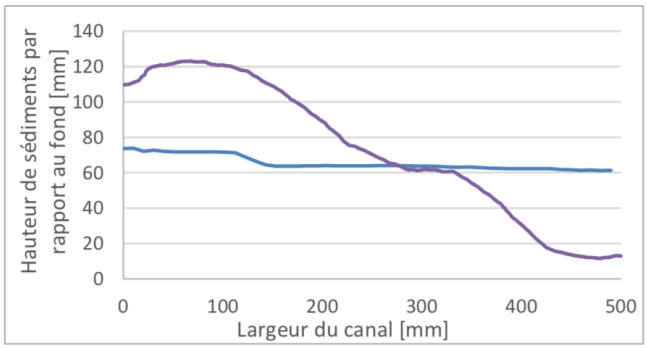


Figure 73 – Profil du lit obtenu expérimentalement en mauve et numériquement en bleu (Abou-Habib et Michaux, 2017)

5.2.4. Formules de transport

Afin d'essayer d'améliorer la représentation des phénomènes d'érosion et de dépôt dans le code numérique, trois formules de transport différentes ont été testées. L'idée était d'analyser si les différences entre les résultats obtenus numériquement et expérimentalement dépendaient de ces équations de fermeture. Les trois formules sont celles de Meyer-Peter—Müller, Wong & Parker et Smart & Jäggi, qui ont déjà été explicitées dans le Tableau 3.

Les topographies finales, obtenues avec les différentes formules de transport, sont représentées à la Figure 74. Il peut être remarqué que, quelle que soit la formule utilisée, les zones de dépôt et d'érosion sont toujours fortement sous-estimées. La formule de Smart & Jäggi donne des résultats assez interpellant en amont du coude. De plus, les résultats obtenus selon Meyer-Peter—Müller et Wong & Parker se ressemblent fortement,

or il y a un facteur 2 entre ces formules. Dès lors, une vérification de l'implémentation des équations dans le code parait judicieuse et a été réalisée dans ce mémoire-ci.

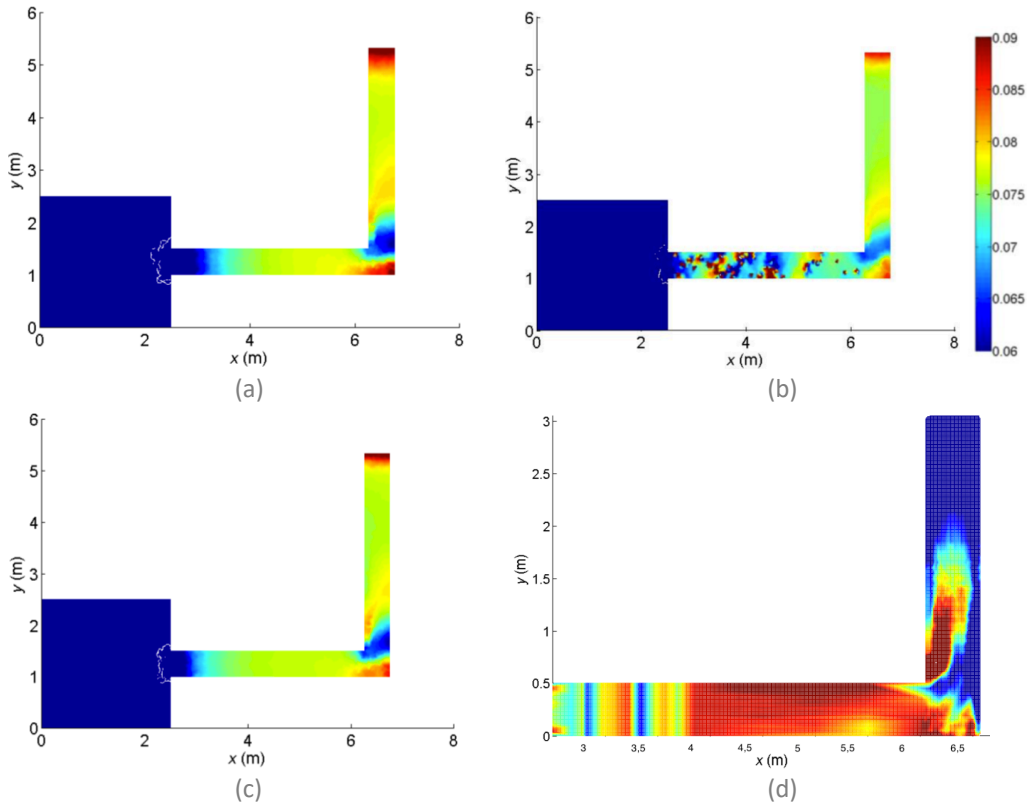


Figure 74 – Topographies finales obtenues avec (a) Meyer-Peter–Müller, (b) Smart & Jäggi, (c) Wong & Parker et (d) expérimentalement (Abou-Habib et Michaux, 2017) (en mètres)

De plus, différents multiplicateurs ont aussi été appliqués à la formule de MPM pour juger de leur impact. Une comparaison entre différents facteurs est représentée à la Figure 75.

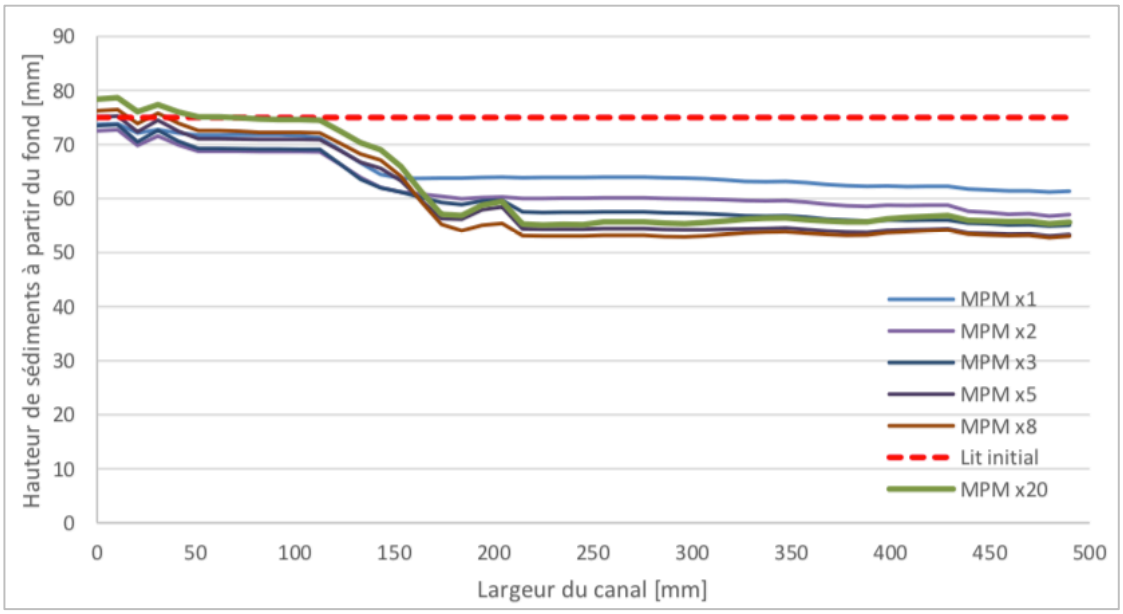


Figure 75 – Profil du lit à 70 centimètres du coude pour différents multiplicateurs de MPM (Abou-Habib et Michaux, 2017)

Multiplier le débit solide de MPM par un facteur augmente légèrement le dépôt et l'érosion, mais cela ne se fait pas proportionnellement au facteur appliqué. De plus, il semble qu'après une certaine valeur, le niveau du lit n'est plus influencé par le facteur de multiplication.

5.2.5. Conclusion

Le présent mémoire, s'appuyant sur les premiers essais réalisés dans le cadre du mémoire de Abou-Habib et Michaux, a pu tirer des enseignements des incohérences décrites précédemment pour affiner le modèle et permettre une modélisation plus fidèle. D'une part, certains paramètres du modèle numérique ont été retravaillés puisque quelle que soit la formule de transport appliquée ou son amplitude, l'élévation du lit dans le canal n'était pas correctement représentée. D'autre part, les résultats expérimentaux n'étant pas entièrement fiables, ils ont fait l'objet d'une attention particulière et une réflexion a été menée sur l'origine des incohérences et la façon de les résoudre. Toute cette analyse est présentée au Chapitre 6.

6. Résultats expérimentaux

Suite aux incohérences repérées dans le mémoire précédent de Abou-Habib et Michaux (2017), de nombreuses pistes ont été envisagées dans le présent mémoire afin d'améliorer premièrement les résultats expérimentaux. Ce chapitre présente les expériences réalisées, les erreurs rencontrées et les améliorations apportées afin d'obtenir un panel de mesures le plus proche possible de la réalité.

6.1. Niveaux d'eau dans le canal

Les niveaux d'eau obtenus expérimentalement par Abou-Habib et Michaux (2017) semblaient cohérents. Néanmoins ils ont été mesurés dans ce mémoire-ci afin de les confirmer. Les niveaux d'eau ont été déterminés tout au long de l'expérience grâce à des capteurs de distance à ultrasons placés au-dessus du canal et du réservoir, comme expliqué dans la section 3.2.1. Les résultats obtenus montrent l'évolution du niveau d'eau au droit de chaque capteur et ce en fonction du temps. La Figure 76 présente les valeurs trouvées au droit des sondes 2 et 5 qui se trouvent respectivement à en amont et en aval du coude. La comparaison de ces résultats avec la modélisation numérique peut être lue à la section 8.

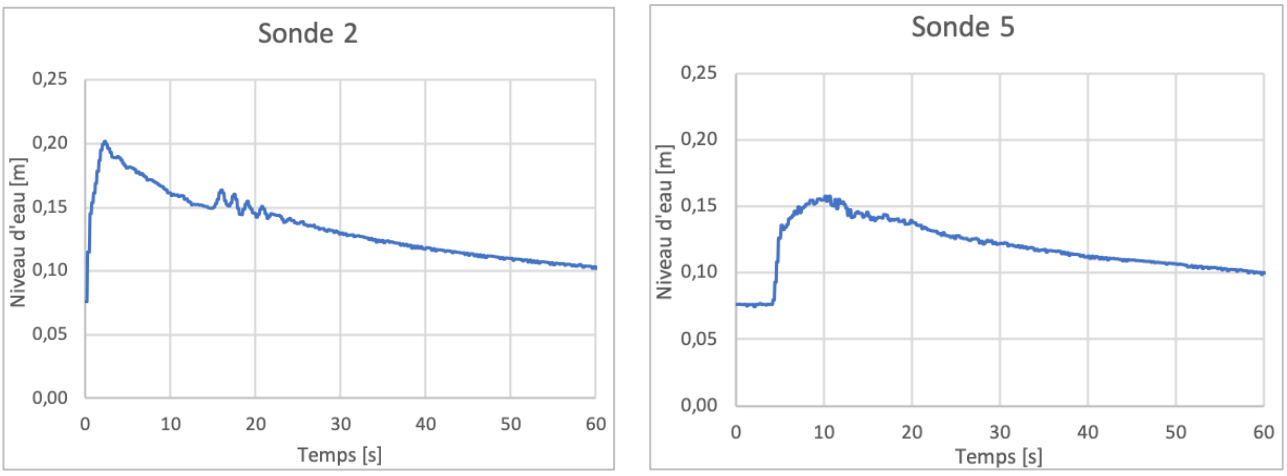


Figure 76 – Niveaux d'eau dans le canal pour (a) la sonde 2 et (b) la sonde 5

6.2. Topographie finale du lit de sédiment

La topographie finale a été obtenue via la technique de la feuille laser et représente la topographie du lit de sédiment 60 secondes après l'ouverture de la porte. Pour représenter avec exactitude ce profil, le canal a été complètement vidé avant de prendre les mesures afin d'éviter les problèmes de réfraction ou de réflexion dus à la présence d'eau dans le canal. En travaillant ainsi, la technique de la feuille laser est très fiable et les mesures prises sont directement correctes.

Pour la partie en amont du canal, la topographie a été prise longitudinalement sur les 3 premiers mètres puis transversalement tous les 25 centimètres entre 2,95 et 3,6 mètres après la porte et tous les 5 centimètres ensuite. Dans la première partie en aval du coude, les feuilles laser ont été placées tous les 5 centimètres pendant 1,8 mètre, puis tous les 30 centimètres jusqu'à la sortie du canal, comme présenté sur laFigure 77.

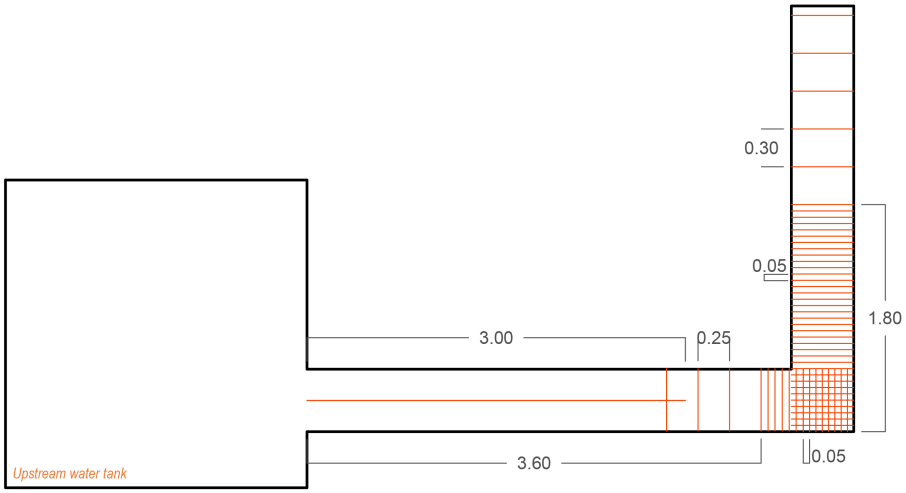


Figure 77 – Position des feuilles laser pour la topographie finale (dimensions en mètres)

La Figure 78 montre la topographie obtenue expérimentalement, qui est bien entendu similaire à celle obtenue dans le mémoire précédent puisque sans eau la technique de la feuille laser est fiable et cela sans ajustement des mesures. Plusieurs éléments sont visibles sur cette figure : premièrement, la présence d'antidunes dans la partie amont du canal. Il est important de noter que leur aspect rectiligne est dû au fait que les mesures sont interpolées à partir d'une seule feuille laser longitudinale de 3 mètres de long, partant de la porte et située au centre du canal. En réalité, comme représenté à la Figure 53a, les antidunes ne sont pas perpendiculaires à l'axe x mais elles forment des ondulations dans le plan (x, y). Deuxièmement, les phénomènes de dépôt et d'érosion sont bien visibles dans le coude, avec du dépôt dans le coin extérieur et le long de la paroi intérieure en aval du coude ainsi que de l'érosion le long de la paroi extérieure.

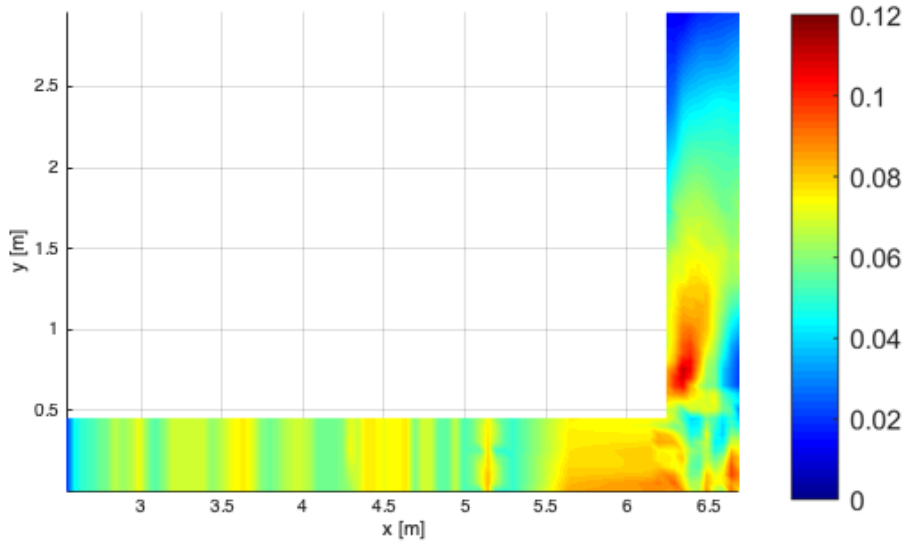


Figure 78 – Topographie finale obtenue expérimentalement (en mètres)

6.3. Mesure de l'évolution du lit de sédiment

L'objectif de départ de ce mémoire était d'essayer d'améliorer les résultats obtenus par Abou-Habib et Michaux (2017). Une attention particulière a donc été portée sur la distinction entre la ligne laser reflétée sur

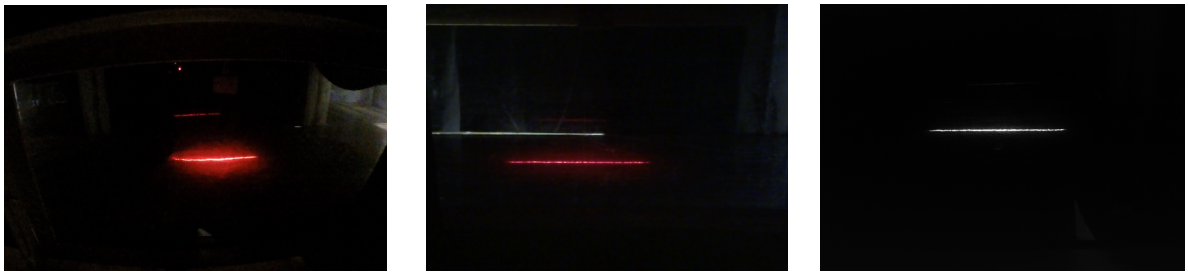
la surface libre de l'eau et celle projetée sur le lit de sédiment afin de ne pas les confondre par la suite. La section suivante présente les étapes réalisées pour obtenir des résultats cohérents avec la réalité observée.

6.3.1. Procédure d'obtention des résultats expérimentaux

6.3.1.1. Types de caméras et de lasers

Les deux premiers paramètres qui ont été modifiés sont le type de caméra ainsi que la puissance du laser afin de voir s'ils influençaient la réflexion sur la surface libre et les images capturées.

Trois types de caméra ont été testés : un appareil photo Sony, une caméra GoPro ainsi qu'une caméra à haute vitesse Mako, la même que celle utilisée dans le mémoire précédent. Dès le départ, l'effet de distorsion « fish eye » de la GoPro s'est révélé néfaste pour la bonne manipulation des images. Ensuite, l'appareil photo Sony et la caméra Mako donnant des images d'une qualité similaire, le choix a été fait par rapport au traitement des images, plus facile avec la caméra à haute vitesse. La Figure 79 présente les trois types d'image obtenus.



(a) (b) (c)

Figure 79 – Comparaison des photos prises avec (a) la caméra GoPro, (b) l'appareil photo Sony et (c) la caméra Mako

Ensuite, différentes puissances de laser ont été testées afin de voir si d'une part un laser plus puissant allait permettre de visualiser directement et uniquement le lit de sédiment et d'autre part si la ligne projetée allait être plus précise. Comme le montre la Figure 80, la différence de puissance n'apporte pas une plus grande précision et ne permet toujours pas de déterminer si la ligne visualisée est celle de la surface libre ou celle du sable. Nous pouvons même voir que le laser plus puissant semble donner une image plus grossière (Figure 80b). Nous avons alors décidé de placer un filtre devant la caméra afin de diminuer le bruit autour du laser puissant. Cela a fonctionné comme présenté sur la Figure 80c, mais la ligne est alors trop peu lumineuse pour en extraire le profil via Matlab. Puisque les résultats avec le laser plus puissant n'étaient pas particulièrement plus concluants, les expériences ont été faites avec le laser plus faible, pour des raisons de facilité et de sécurité.

(a) (b) (c)

Figure 80 – Comparaison des profils obtenus avec un laser de puissance (a) plus faible, (b) plus forte et (c) avec filtre

6.3.1.2. Position de la caméra en plan

Différents tests de placement de la caméra en plan ont été faits afin de garantir l'obtention de l'image la plus représentative. La caméra et la feuille laser ont ainsi été positionnées soit transversalement, soit parallèlement, soit en oblique par rapport à l'écoulement. Il a été trouvé que pour les antidunes, une position de la caméra perpendiculaire au canal et une feuille laser parallèle à l'écoulement donnaient les meilleurs résultats. Dans le coude la meilleure solution a été de positionner la caméra en oblique par rapport au canal (Figure 81c et d), puisque transversalement la ligne de fond n'était pas discernable par rapport à la surface libre (Figure 81a et b). Le placement précis en plan de la caméra et de la ligne laser se trouve sur la Figure 82.

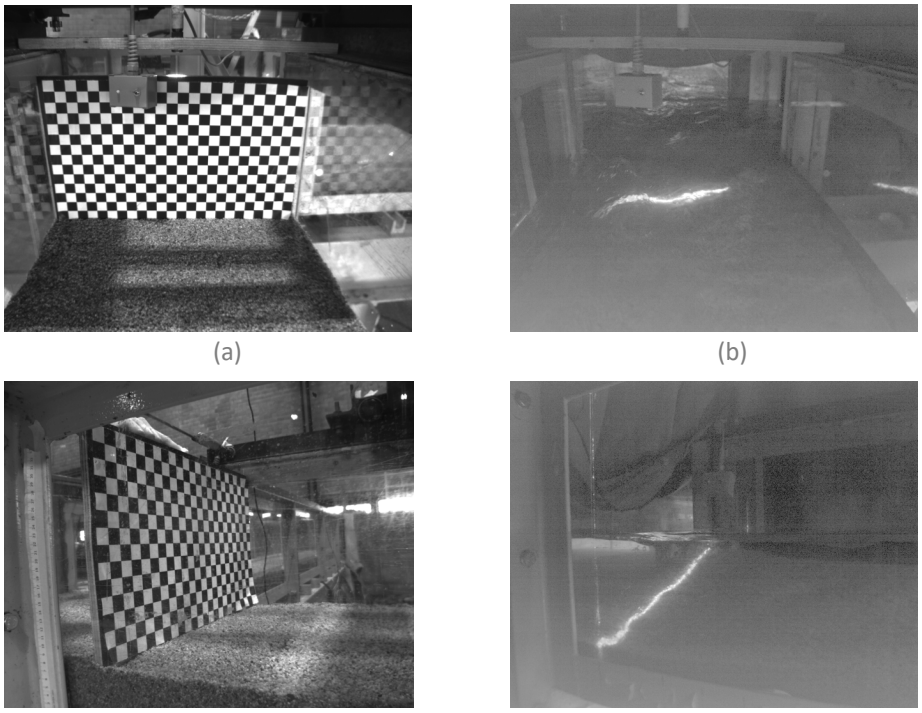


Figure 81 – Différents placements de la caméra dans le coude : feuille laser et caméra transversales : (a) damier et (b) ligne laser obtenue après 8 secondes ; feuille laser transversale et caméra oblique : (c) damier et (d) ligne laser obtenue après 8 secondes

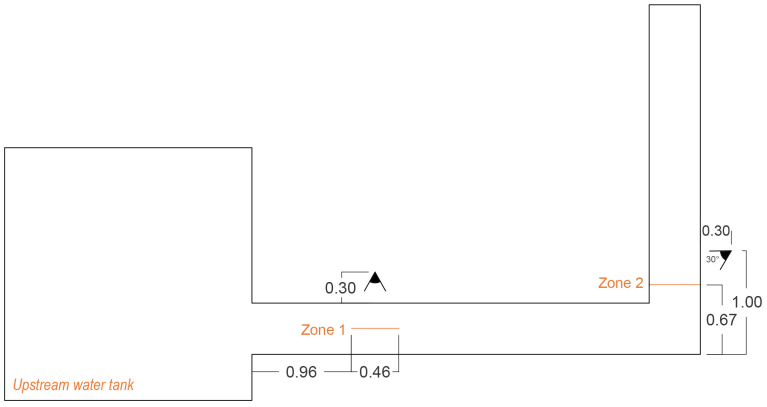
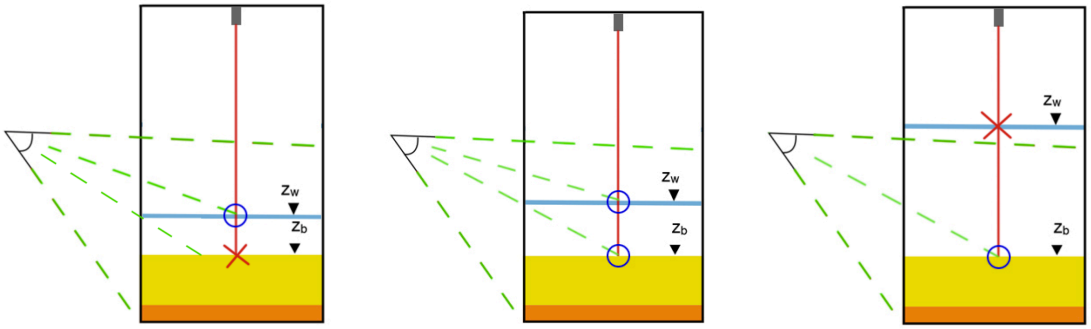


Figure 82 – Position de la caméra et de la feuille laser pour les deux zones (dimensions en mètres)

6.3.1.3. Position verticale de la caméra

Le deuxième paramètre important en termes de placement de la caméra est sa position verticale. Pour pallier le problème qui s'est révélé dans le mémoire précédent, la caméra a été placée de telle sorte que tant la ligne

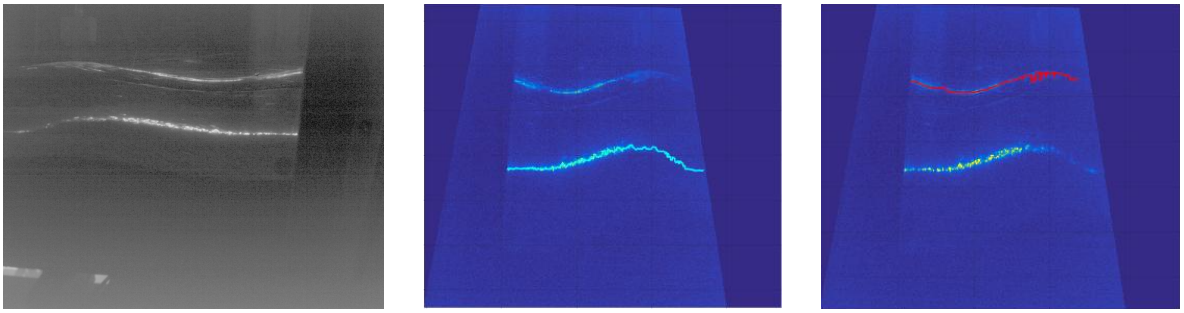
projetée sur le lit de sédiment que la ligne reflétée sur l'eau soient visibles. Ceci permet de distinguer avec certitude les deux lignes et d'être certain de n'extraire que celle des sédiments. La Figure 83 permet de comprendre que la caméra ne doit être placée ni trop bas (Figure 83a) ni trop haut (Figure 83c) pour capturer les deux lignes (Figure 83b).



(a) (b) (c)

Figure 83 – Influence de la position de la caméra sur les lignes laser capturées

Après avoir pris comme postulat de base de n'utiliser que des images sur lesquelles le reflet sur l'eau ainsi que la ligne projetée sur le sable étaient tous les deux visibles, plusieurs tests en écoulement continu ont été réalisés en changeant à chaque fois la position de la caméra, sa hauteur et son inclinaison. La Figure 84 montre une image qui capture les deux profils pour l'expérience dans la zone des antidunes, 7 secondes après l'ouverture de la porte.



(a) (b) (c)

Figure 84 – Distinction des deux profils : (a) photo brute, (b) profil des sédiments (bleu clair) et (c) profil de la surface libre (rouge) extraits via Matlab

Les positions verticales finales de la caméra sont les suivantes : dans la Zone 1, la caméra est placée à une hauteur de 25 centimètres par rapport au fond du canal et possède une inclinaison de 20° par rapport à l'horizontale et dans la Zone 2 la caméra est placée à une hauteur de 16 centimètres et posée horizontalement.

6.3.2. Évolution du lit à l'aval du coude

Dans cette section, la calibration à appliquer à l'expérience dans le coude sera présentée. Ensuite, dans la section suivante, la même démarche sera appliquée pour la zone avec antidunes.

6.3.2.1. Réfraction et perte d'information

Une fois les deux lignes capturées et la certitude d'extraire et d'analyser le profil des sédiments, la recherche expérimentale aurait pu s'arrêter et les résultats s'avérer corrects. Cependant, en comparant avec la réalité, la forme du profil mesuré pendant l'écoulement est visiblement erronée. En effet, comme le montre la Figure

85, une différence assez marquée existe entre le profil sous eau après 20 secondes et la topographie finale (c'est-à-dire quand il n'y avait plus d'eau dans le canal). Les différentes constatations, les problèmes liés et leurs solutions sont expliqués dans la suite de cette section.

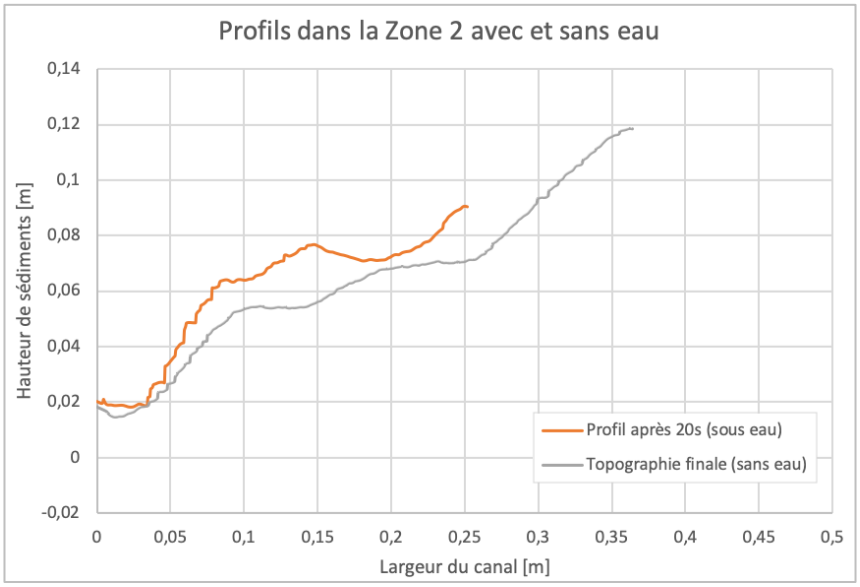


Figure 85 – Comparaison des profils en écoulement et sans eau

Largeur du profil sous l'eau

Premièrement, la forme de la ligne laser sur le lit ne présente pas la largeur totale du canal mais elle montre bien les deux ondulations avant le plus gros dépôt du côté intérieur du coude, qui correspond au côté droit de la Figure 85. Le profil sous eau s'arrête donc trop tôt, après une longueur d'environ 25 centimètres, et ne montre pas toute la largeur visible du canal qui s'étend du côté extérieur du coude, soit à gauche de la figure, jusqu'en haut de la bosse principale, à environ 35 centimètres.

Afin d'expliquer cela, la Figure 86 montre que le niveau de l'eau le long de la paroi du canal (en bleu sur l'image) cache une partie du profil du lit, la caméra étant placée trop haut (comme expliqué à la Figure 83a). C'est donc pour cette raison que tout le profil n'est pas représenté. Pour améliorer ceci, il faudrait descendre le niveau de la caméra, mais cela ne permettrait plus que la ligne à la surface de l'eau soit visible (Figure 83c). Un niveau optimum de la caméra a donc été trouvé, en gardant à l'esprit que tout le profil n'est pas représenté.

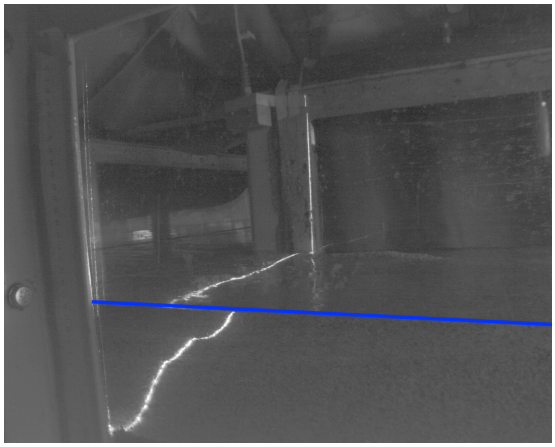
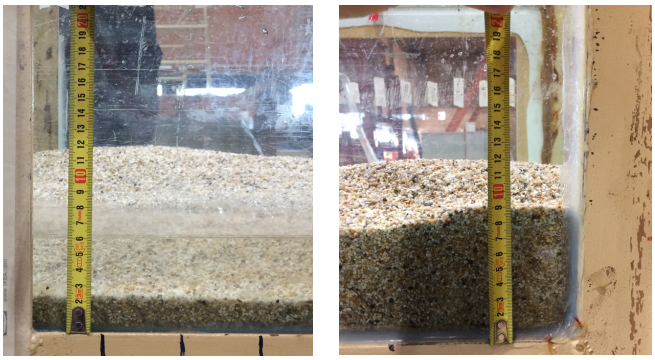


Figure 86 – Profil du lit de sédiment vu après 20 secondes en fonction du niveau d'eau dans le canal (ligne bleue)

Réfraction du laser dans l'eau

Hauteur et pente du profil sous l'eau

Une deuxième constatation observable sur la Figure 85 est que non seulement la forme est tronquée en largeur, mais elle n'est pas non plus correcte en hauteur. En pratique, elle ne permet donc pas d'avoir une idée précise de la hauteur du dépôt maximal. En effet, des mesures in situ à la fin de l'expérience ont été faites le long du canal, sans perturber la forme du fond (voir Figure 87) et elles montrent que l'érosion creuse jusqu'à atteindre une hauteur de sédiments de 2 centimètres et le dépôt monte jusqu'à 12 centimètres. Cela confirme bien la topographie finale obtenue (ligne grise sur la Figure 85) et réfute le profil mesuré après 20 secondes (ligne jaune sur la Figure 85) qui atteint un dépôt maximum compris entre 8 et 10 centimètres.



(a) (b)

Figure 87 – Hauteur réelle (a) de l'érosion et (b) du dépôt le long des parois du canal pour la Zone 2

En analysant la Figure 85, une troisième interrogation a été soulevée. La pente de la courbe sous eau n'est pas la même que celle de la topographie finale. Par conséquent, plusieurs expériences alternatives ont été réalisées dans le but de comprendre comment les phénomènes liés à la présence de l'eau, notamment la réfraction, affectent les profils.

Comparaison des pentes avec et sans eau

Pour pouvoir comparer les pentes obtenues avec et sans eau, une planche a été placée dans le canal au niveau de la Zone 2, de façon à imiter grossièrement la pente finale des sédiments, comme le montre la Figure 88a. Une feuille laser a été projetée dessus et ensuite capturée par la caméra pour différentes hauteurs d'eau : sans eau, avec trois centimètres, cinq, etc. jusqu'à quinze centimètres. La Figure 89 montre distinctement la variation de la pente, entre la situation avec et sans eau, sachant que pour chaque hauteur d'eau différente considérée, une partie du profil est sous l'eau (avec une pente plus raide) et l'autre partie est hors de l'eau (où la pente est plus douce). Il est important de remarquer que la variation de pente ne dépend pas de la hauteur d'eau mais bien uniquement de sa présence ou non.

(a) (b) (c)

Figure 88 – (a) Dispositif expérimental, (b) image obtenue pour la comparaison de pente pour 7 centimètres d'eau et (c) image obtenue pour la perte d'information pour 11 centimètres

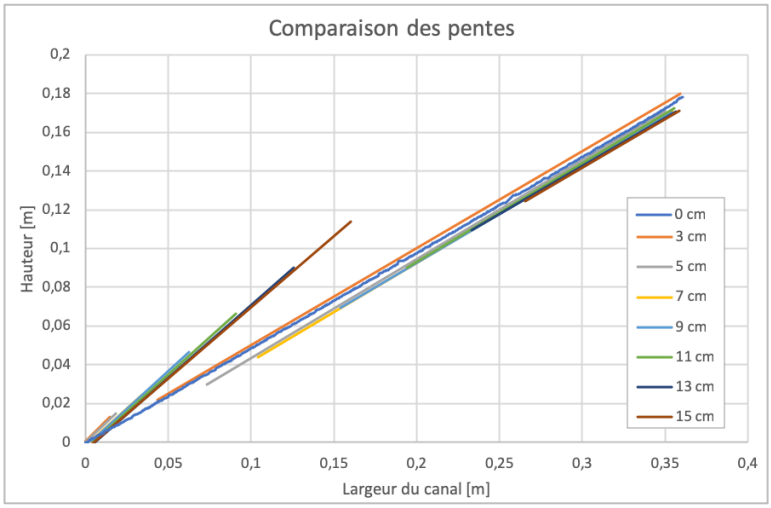
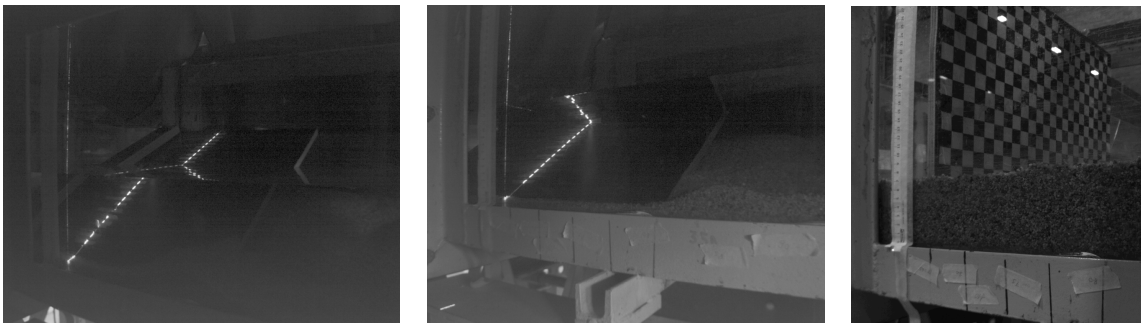


Figure 89 – Comparaison des pentes en fonction de la hauteur d'eau sur une plaque dans le coude du canal

Perte d'information

Ensuite, une deuxième expérience a été réalisée afin de déterminer si la présence d'eau entrainait une perte d'information le long de la ligne laser. Plus précisément, le but était de savoir si la longueur de la projection laser vue sous l'eau était la longueur totale du laser sous eau ou s'il manquait une partie dû à un effet loupe ou au reflet sur l'eau. Pour ce faire le même dispositif a été utilisé mais cette fois avec une plaque graduée tous les deux centimètres (Figure 88a et c). Le nombre de centimètres vus sous l'eau et hors de l'eau a été calculé et il en a été déduit que la somme des deux n'équivalait pas la longueur totale de la plaque. Il y a donc bien un problème de perte d'informations le long du profil.

Pour remédier à cela, la caméra a été placée plus bas en faisant en sorte que son niveau soit le plus longtemps possible sous le niveau de l'eau, comme le montre Figure 90b. Avec cette position, la ligne laser est vue en entier sous l'eau, sans perte d'information. Néanmoins, le problème dans cette position est que la caméra est plus basse que le niveau initial des sédiments, ce qui empêche de voir la ligne laser au début de l'expérience, comme le montre la Figure 90c. Il a donc fallu trouver un compromis de hauteur de caméra afin d'avoir le moins de pertes possible tout en apercevant la ligne laser sur le lit de sédiment. Ce compromis permet de percevoir la ligne laser presque en entier mais empêche de discerner en permanence le reflet du laser sur la surface libre. Or, comme expliqué au début de la section, c'était une condition imposée afin de ne pas confondre les lignes de laser fond-eau comme lors du mémoire précédent. A posteriori cette condition peut être adaptée puisqu'il est toujours possible de voir le niveau d'eau sur la vitre du canal et donc d'être sûr de visualiser la ligne laser sur le lit de sédiment à tout moment (voir ligne bleue à la Figure 86).

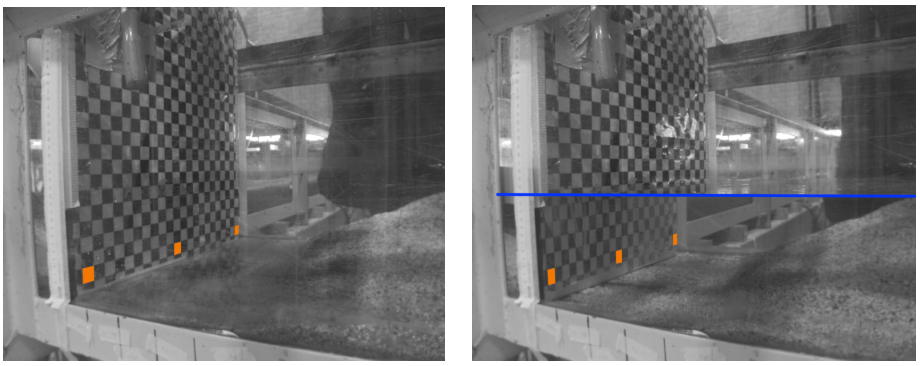


(a) (b) (c)

Figure 90 – Perte d'informations pour 13 centimètres d'eau avec la caméra (a) en position haute, (b) en position basse et (c) niveau initial de sédiments pour la caméra en position basse

6.3.2.2. Calibration des profils par rapport à la présence d'eau

Une fois que le problème de réfraction était résolu, le travail s'est concentré sur l'obtention d'une calibration cohérente à apporter aux données. Afin de connaître l'éventuel effet d'échelle dû à l'eau, c'est-à-dire si le profil vu dans l'eau est plus petit ou plus grand que le profil réel, un damier a été placé verticalement sur le fond le canal. Pour chaque hauteur d'eau, trois carrés ont été mesurés : le carré le plus proche de la vitre extérieure, celui du milieu et le plus proche de la vitre intérieure du coude, comme présenté sur la Figure 91 où la ligne bleue montre le niveau d'eau.



(a) (b)

Figure 91 – Calibration pour (a) 0 centimètre d'eau et (b) 13 centimètres d'eau

Cette expérience a permis plusieurs observations. Tout d'abord, la méthode de mesure qui comprend la prise d'images, le redressement et la mise à l'échelle via Matlab, a pu être vérifiée. Les carrés obtenus lorsqu'il n'y a pas d'eau, font tous relativement la même largeur et la même hauteur, qu'ils soient proches ou lointains de la caméra, comme sur le Tableau 5. Ceci valide donc notre méthode de mesure.

	Hauteur z [mm]	Largeur x [mm]
0cm - Carré proche	20,86	19,875
0cm - Carré milieu	20,452	19,872
0cm - Carré Loin	20,335	19,87

Tableau 5 – Dimensions des carrés pour le damier sans eau

Deuxièmement, bien que cette technique soit relativement bonne, elle est très manuelle et sa précision dépend de nombreux facteurs. Celle-ci a été vérifiée en mesurant plusieurs fois d'affilée les dimensions d'un même carré, le carré lointain pour 0 centimètre d'eau, reportées dans le Tableau 6. La précision expérimentale obtenue est de l'ordre du demi-millimètre, ce qui confirme encore une fois la validité de la technique tout en explicitant son degré de précision.

0cm - Carré Loin	**Hauteur z [mm]**	**Largeur x [mm]**
Version 1	20,86	19,875
Version 2	20,335	19,87
Version 3	19,879	19,98
Ecart moyen	0,3347	0,0478

Tableau 6 – Reproductibilité de la méthode : mesure du carré lointain pour 0 centimètre d'eau

Ensuite, la même procédure a été appliquée pour différentes hauteurs d'eau, comme explicité dans le Tableau 7, ce qui a permis de tirer plusieurs conclusions. Tout d'abord, la hauteur des carrés ne varie pas en fonction de la hauteur d'eau, ainsi qu'en fonction de la présence ou non d'eau. Il ne faut donc pas appliquer de facteur

correctif à l'échelle verticale. Ensuite, les largeurs des carrés ne dépendent pas non plus de la hauteur d'eau, mais bien de la présence d'eau ainsi que de la position du carré par rapport à la caméra. En effet les carrés proches sont réduits par rapport à leur taille initiale d'un facteur plus grand que les carrés milieu et lointain. De plus, les carrés milieu et lointain ont l'air d'avoir le même facteur d'échelle horizontale. La taille initiale d'un carré du damier est de 20 millimètres.

Hauteur d'eau	Carré proche		Carré milieu		Carré lointain	
	z	x	z	x	z	x
5 cm	20,1895	12,525	/	/	/	/
6,5 cm	20,204	12,67	/	/	/	/
9 cm	20,408	12,53	20,918	15,415	20,466	15,4095
11 cm	20,262	12,96	20,6635	15,27	20,846	14,9774
13 cm	20,554	12,24	20,9185	15,41	20,1385	15,2655
15 cm	20,336	12,815	20,554	15,555	20,991	15,6974
Moyenne	20,326	12,623	20,764	15,413	20,610	15,337
Ecart Moyen	0,107	0,192	0,155	0,072	0,308	0,216

Tableau 7 – Comparaison des largeurs et des hauteurs des carrés (en millimètres) en fonction des hauteurs d'eau

Les largeurs de tous les carrés d'une rangée du damier ont alors été mesurées pour chaque hauteur d'eau afin de voir si une mise à l'échelle linéaire pouvait être appliquée. La Figure 92 montre la largeur des carrés en fonction de leur position dans le canal, sachant que l'origine correspond au carré le plus proche de la caméra. Cette figure permet de voir qu'il faut appliquer une mise à l'échelle linéaire sur la largeur dans la première moitié du canal, alors que pour la seconde moitié une mise à l'échelle uniforme suffit. Comme le montrait le Tableau 7, les largeurs des carrés ne varient pas en fonction de la hauteur d'eau, c'est pourquoi une même mise à l'échelle a été appliqué à toutes les valeurs, avec un facteur linéaire puis uniforme.

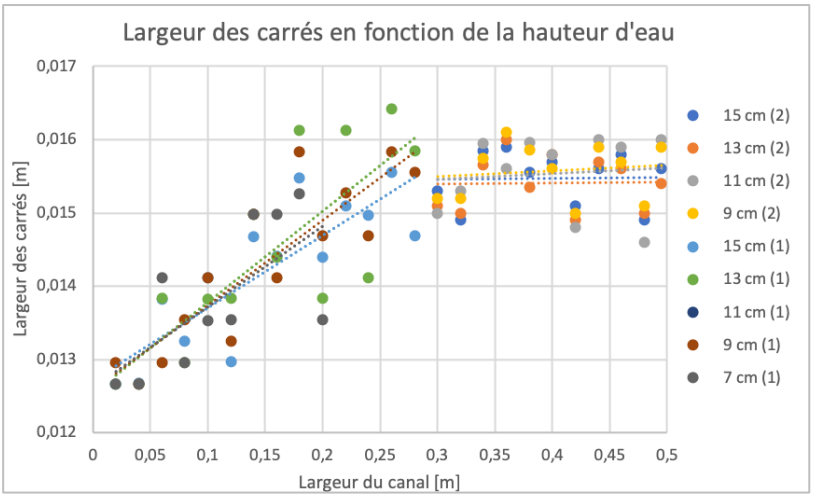


Figure 92 – Largeur des carrés en fonction de la hauteur d'eau pour (1) la première moitié du canal et (2) la deuxième

6.3.2.3. Application de la calibration aux résultats dans le coude

Une fois cette calibration déterminée, il a fallu l'appliquer aux valeurs mesurées pendant l'expérience. La Figure 93 présente les données obtenues expérimentalement en aval du coude avant l'application de cette calibration. De plus, la topographie finale peut y être observée, en gris sur la figure. Il est donc clair que les données expérimentales sous eau ne sont pas assez étendues horizontalement, ce qui sera résolu grâce à la mise à l'échelle, linéaire puis uniforme. En revanche, les valeurs mesurées hors de l'eau (en rouge pour 25 secondes par exemple) correspondent directement et parfaitement à la topographie finale puisqu'il n'y a pas de mise à l'échelle à faire sur ces résultats.

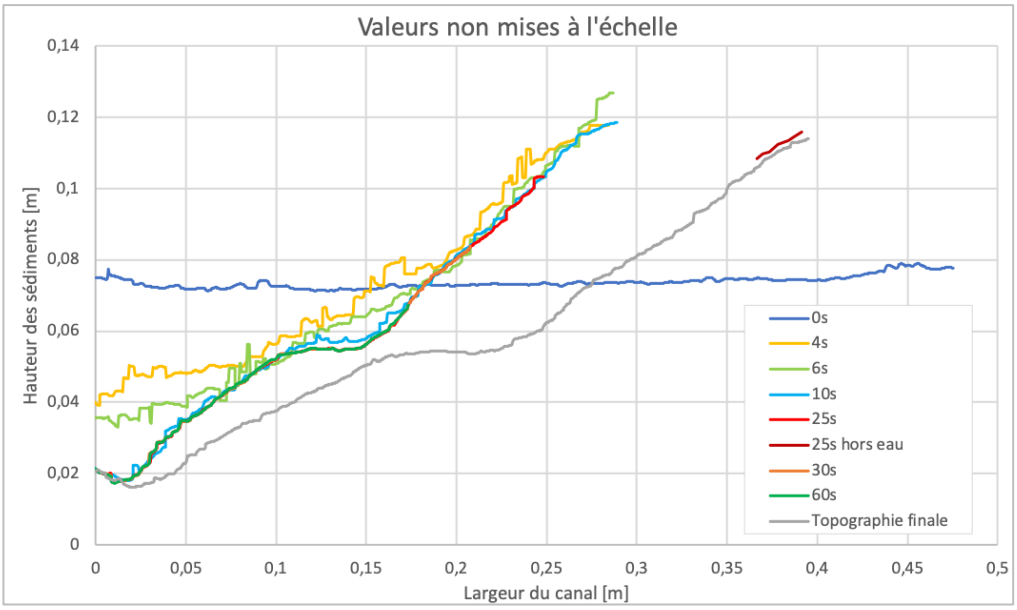


Figure 93 – Données expérimentales à l'aval du coude avant la calibration

Une fois que la mise à l'échelle obtenue précédemment est appliquée aux données mesurées, celles-ci s'allongent suivant l'axe x. La Figure 94 montre un exemple de cette mise à l'échelle, pour le profil dans le coude après 10 secondes.

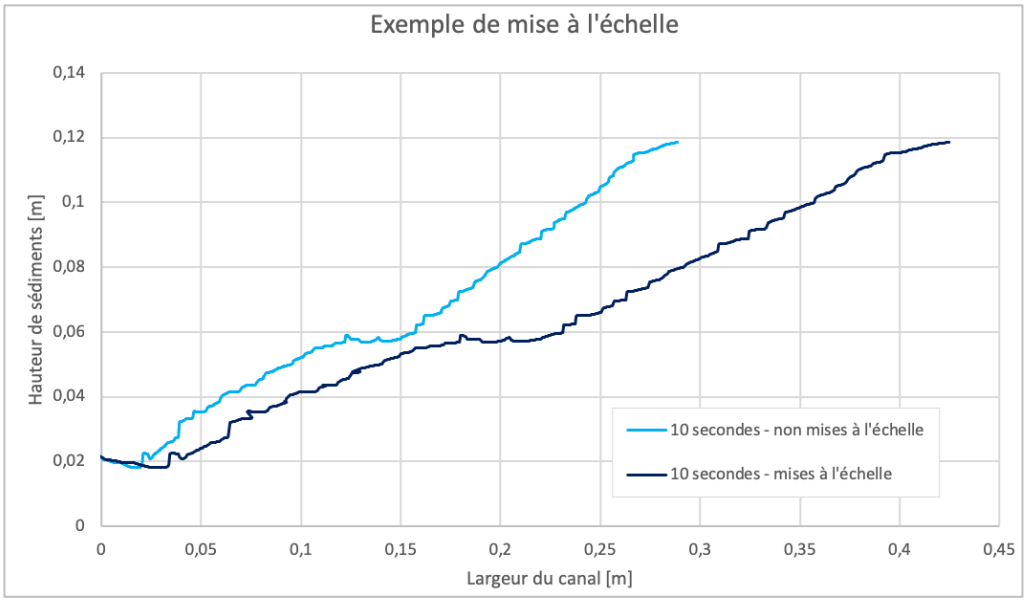


Figure 94 – Comparaison entre le profil non remanié et celui mis à l'échelle dans le coude, 10 secondes après l'ouverture de la porte

Après avoir appliqué cette mise à l'échelle pour tous les temps, les résultats finaux semblent en accord avec la réalité puisque l'amplitude des profils pendant l'expérience correspondent à celle du profil de la topographie finale, comme le montre la Figure 95.

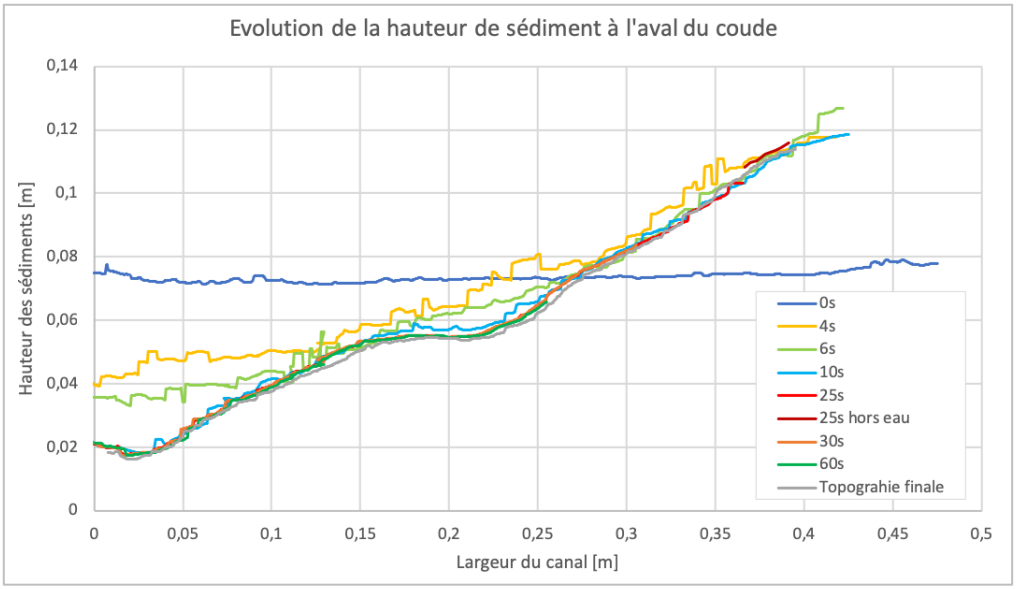


Figure 95 – Données expérimentales à l'aval du coude après la calibration

De plus, après la calibration, les pentes des résultats obtenus sous l'eau et de la topographie finale sont exactement les mêmes, avant même qu'une rotation n'y soit appliquée. Cela a du sens puisque, si un facteur d'échelle horizontal est appliqué aux valeurs, leur pente va évidemment changer. C'est pourquoi appliquer une rotation de la pente en plus de ce facteur d'échelle serait redondant. Ce propos peut être appuyé en appliquant le même facteur d'échelle aux données de l'expérience ayant permis de comparer les pentes. La Figure 96 montre que, en effet, les pentes sont toutes les mêmes une fois les abscisses mises à l'échelle. La calibration des données s'arrête donc ici.

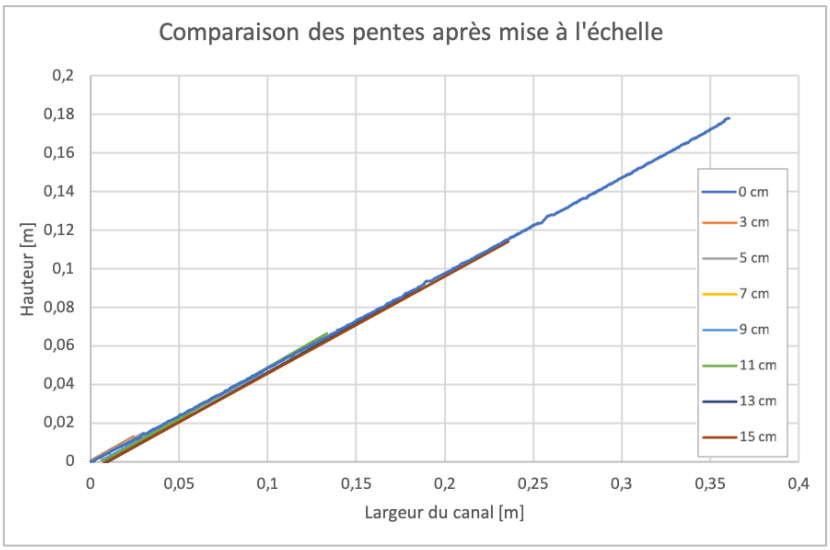


Figure 96 – Comparaison des pentes de l'expérience sur plaque oblique après avoir mis les abscisses à l'échelle

6.3.2.4. Vérification de la mesure en oblique du profil

Un dernier élément qui posait question dans l'expérience en aval du coude, était la vérification du profil en oblique. En effet, les données obtenues pendant l'expérience sont comparées à la topographie finale oblique. Les résultats ne peuvent être considérés comme fiables que si celle-ci est vérifiée. C'est pourquoi la Figure 97 montre la comparaison entre la topographie oblique et la topographie obtenue transversalement, prise depuis

le milieu du canal (comme pour la topographie finale dans la Section 6.2). Les deux profils concordent parfaitement, ce qui valide la prise de mesure oblique et tout le processus de redressement d'image.

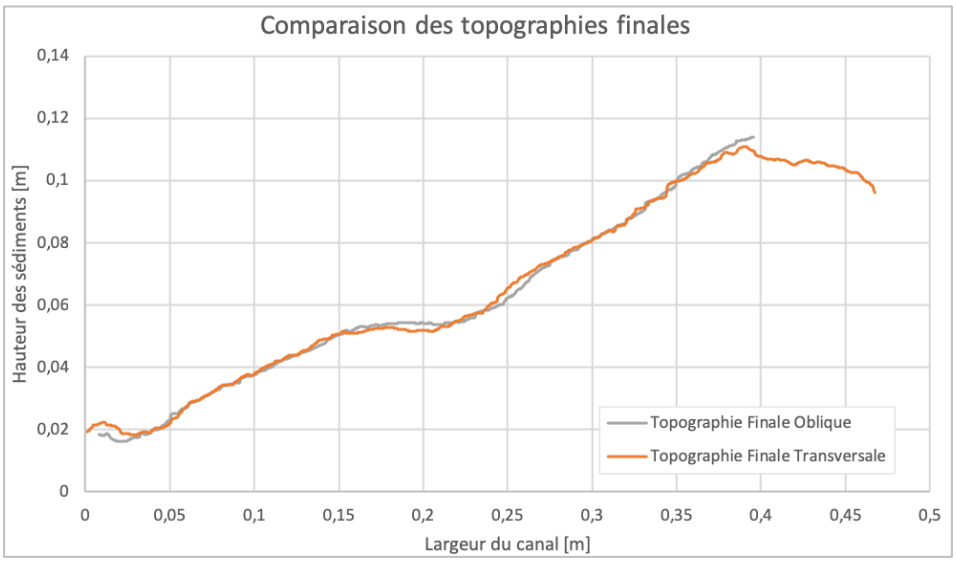


Figure 97 – Comparaison des profils finaux oblique et transversal

Une remarque peut néanmoins être émise car le profil transversal n'atteint pas exactement la hauteur de 12 centimètres de dépôt comme évalué in situ. Dès lors, une autre technique que celle de la feuille laser a été testée afin d'établir une nouvelle topographie dans tout le coude comparable à celle trouvée précédemment. Pour ce faire, une rangée de détecteurs à ultrasons a été placée tous les 5 centimètres dans le coude, comme le montre la Figure 98.

Figure 98 – Dispositif expérimental pour la topographie à l'aide des détecteurs à ultrasons

Les mesures prises ont ensuite été comparées avec la topographie obtenue par le laser, comparaison visible sur la Figure 99. Malheureusement, la nouvelle topographie est incohérente par rapport à la réalité. En effet, il peut être observé que les bords du lit sont plus hauts qu'au milieu du canal.

Le problème des ultrasons se réfléchissant sur un lit de sable grossier est que les ondes rebondissent aléatoirement sur les grains et non pas en ligne droite directement vers le capteur. De ce fait, les ultrasons envoyés par d'autres sondes finissent par rebondir sur les parois et sont captés par le détecteur le plus proche

du bord et cela, plus rapidement que les ultrasons envoyés par cette sonde-même. Ce temps de retour plus court incite le capteur à considérer que le niveau de sédiment est plus haut, avec des valeurs maximales de 25 centimètres, pour les bords du canal alors que le centre est bien plus bas, avec des valeurs minimales de 3 centimètres. Cela va à l'encontre des résultats observés expérimentalement. La technique de la feuille laser ne peut donc pas être confirmée comme cela, et une piste future serait de la comparer avec une topographie obtenue par d'autres méthodes telle que la photogrammétrie (Carlier d'Odeigne et al., 2017).

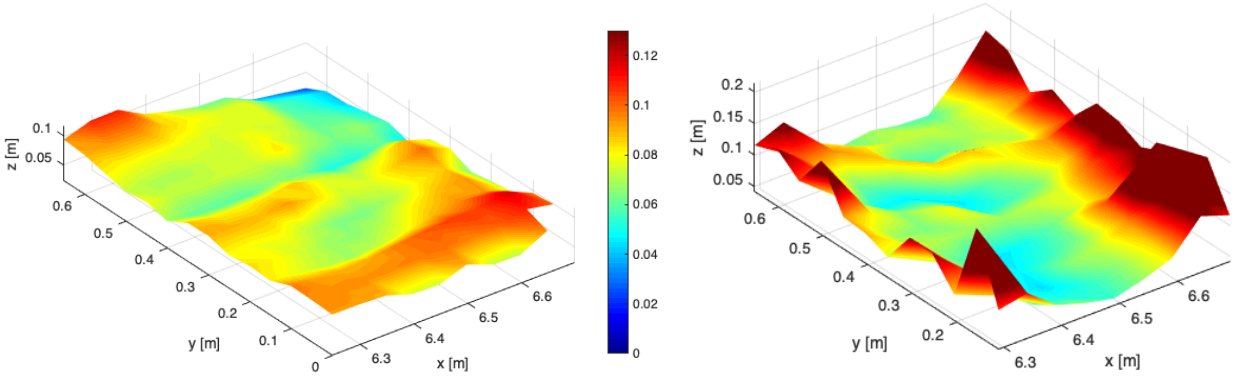


Figure 99 – Topographies obtenues (a) par la technique de la sonde laser et (b) avec des détecteurs à ultrasons (en mètres)

6.3.3. Évolution des antidunes

6.3.3.1. Calibration des données

La même procédure a été appliquée pour les mesures prises juste à la sortie du réservoir. De nouveau, la calibration a été obtenue à l'aide d'un damier immergé, comme le montre la Figure 100. Les hauteurs et les largeurs pour les carrés extrêmes ainsi que celui du milieu ont été comparées et ces valeurs se trouvent dans le Tableau 8.

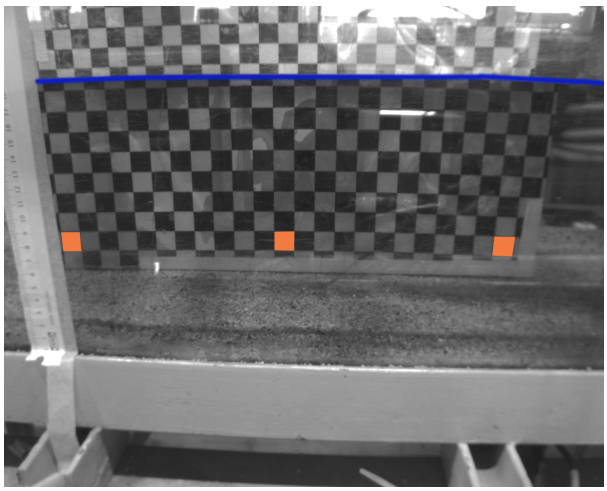


Figure 100 – Damier pour la calibration dans la Zone 1, pour 19 centimètres d'eau

Hauteur d'eau	Carré gauche		Carré milieu		Carré droit	
	z	x	z	x	z	x
0 cm	19,62	19,13	20,24	20,37	20,67	20,51
11 cm	23,46	22,53	24,04	24,04	23,74	24,80
13 cm	23,65	21,93	23,65	23,44	24,13	24,95
15 cm	23,65	22,23	24,13	24,20	24,01	24,65
17 cm	22,97	21,62	24,03	23,74	23,73	24,50
19 cm	23,17	21,93	23,84	23,59	23,94	24,05
Moy 11-19 cm	23,38	22,05	23,94	23,80	23,91	24,59
Ecart moyen	0,25	0,27	0,15	0,25	0,14	0,25

Tableau 8 – Hauteurs (z) et largeurs (x) des carrés (en millimètres) en fonction des hauteurs d'eau

Premièrement, ce tableau permet de voir que les différentes hauteurs d'eau n'influencent pas les dimensions verticale et horizontale des carrés, seule la présence d'eau ou non a un effet. Ensuite, les hauteurs ne varient pas beaucoup en fonction de la position du carré, mais elles sont surestimées par rapport à leur vraie hauteur initiale. En revanche, les largeurs des carrés sont, une fois de plus, différentes mais cette fois c'est valable pour les cas avec et sans eau. Cet effet est dû au phénomène de distorsion entrainé par le barillet de la caméra et qui peut être observé sur la Figure 100. Sur cette image, la ligne d'eau en bleu foncé n'est pas rectiligne mais plus basse aux extrémités qu'au centre. Suite à ces constatations, un nouveau facteur d'échelle a été déterminé, linéaire sur toute la largeur de l'image, comme le montre la Figure 101. Il est intéressant de remarquer que les pentes sont relativement similaires qu'il y ait ou non de l'eau, et que la différence vient surtout de l'ordonnée à l'origine.

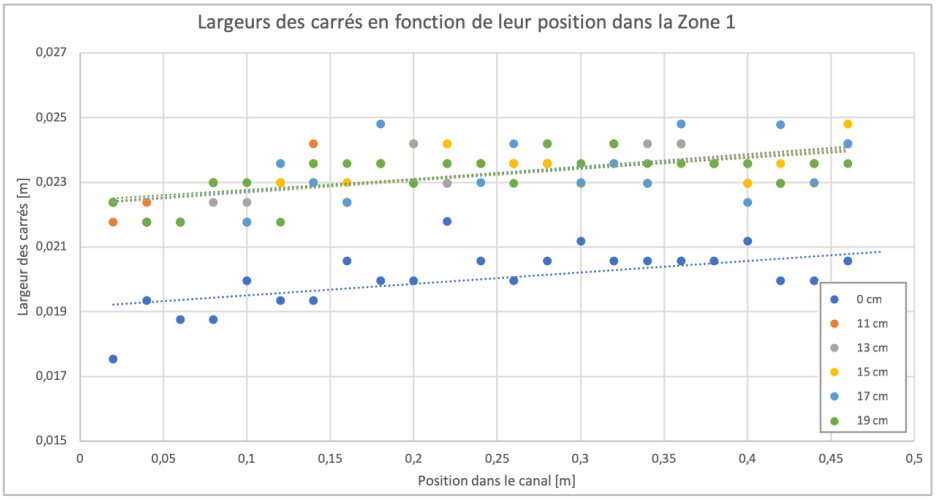


Figure 101 – Largeurs des carrés en fonction des différentes hauteurs d'eau

Il restait une dernière chose à vérifier : la position de la ligne initiale avec et sans eau. En effet, une constatation remarquable pendant l'expérience est que les profils du lit semblaient décalés vers le bas par rapport à la ligne de sédiments initiale de 7,5 centimètres à sec (voir Figure 102). Il a alors simplement suffi de mesurer le niveau de la première ligne du damier avec et sans eau, et le décalage précédemment observé a pu être confirmé. La Figure 102 montre qu'il est de l'ordre de 2,2 centimètres vers le bas en présence d'eau. Toutes les données obtenues ont alors été décalées vers le haut de cette même distance. Toujours sur la Figure 102, l'effet de distorsion de la caméra peut encore être observé, accentué par la présence d'eau.

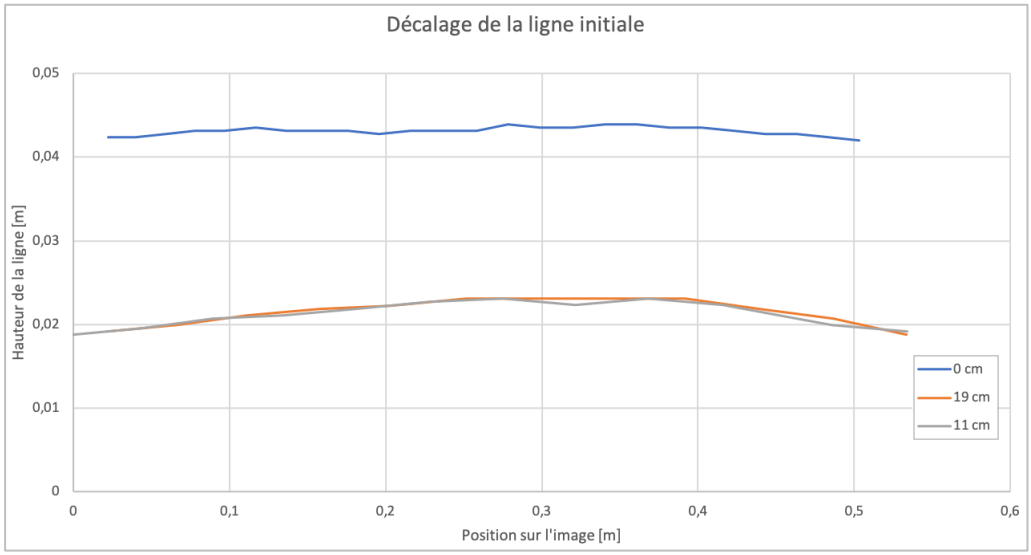


Figure 102 – Décalage de la première ligne du damier pour différentes hauteurs d'eau

6.3.3.2. Résultats expérimentaux

La Figure 103 montre l'évolution des antidunes dans la Zone 1 du canal. Plusieurs choses sont notables : premièrement, les antidunes vont de l'amont vers l'aval (donc de gauche à droite sur le graphique), ce qui va à l'encontre de la théorie expliquée dans la section 2.1. Ce phénomène peut être vu plus en détail sur la Figure 104 qui montre des photos de l'évolution de ces antidunes, et où leur avancement vers l'aval est confirmé. Une possible explication est que le déplacement des antidunes vers l'amont est une caractéristique retrouvée en écoulement permanent. Or dans ce cas-ci, l'écoulement est transitoire et le débit évolue ce qui fait que les conditions pour la remontée des formes de fond ne sont pas réunies.

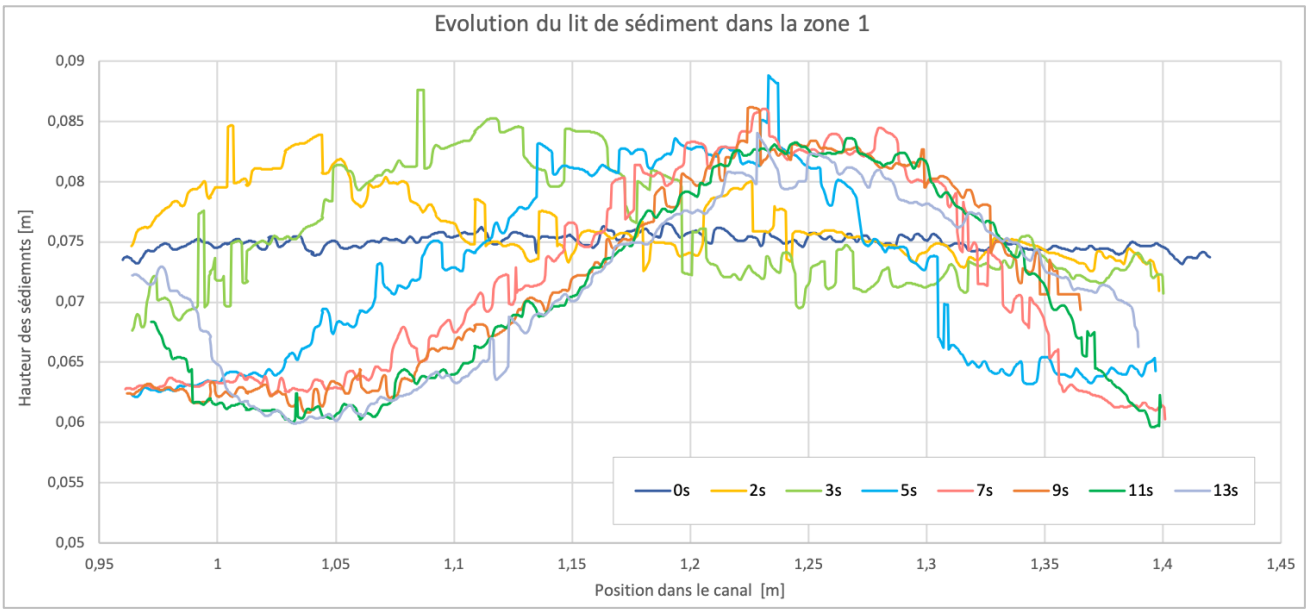


Figure 103 – Évolution de la hauteur de sédiment dans la Zone 1 entre 0 et 13 secondes

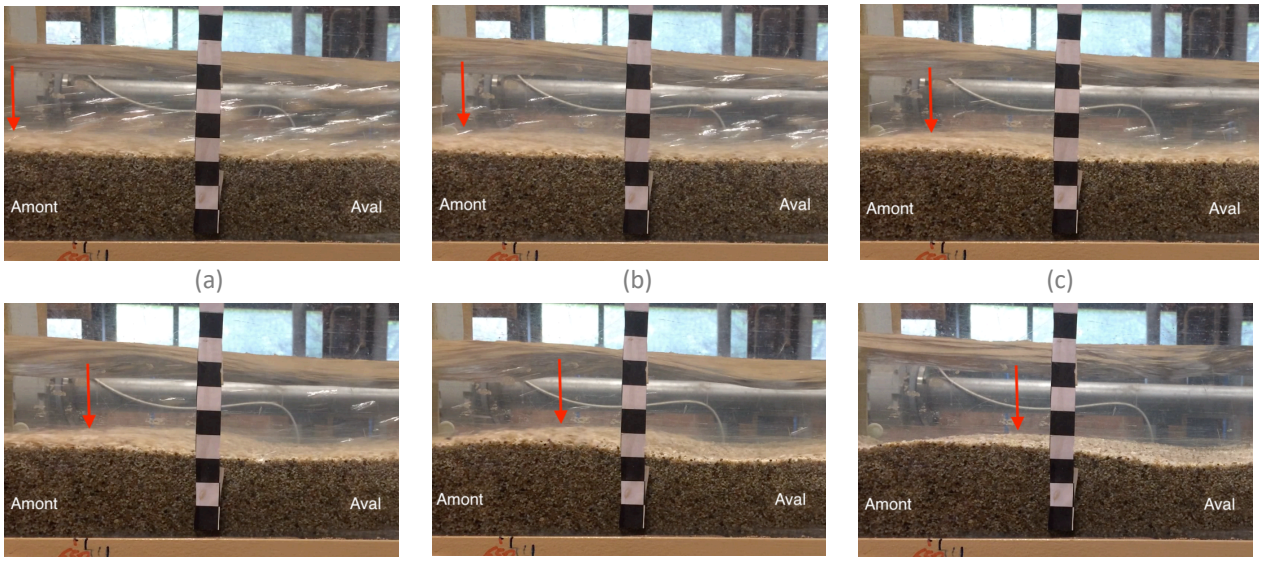


Figure 104 – Avancée des antidunes de l'amont vers l'aval pour (a) 4 s, (b) 5 s, (c) 6 s, (d) 7 s, (e) 9 s et (f) 15 s

Un deuxième élément à percevoir est la stabilisation assez rapide du profil des antidunes. En effet, la Figure 105 montre que le profil à 14 secondes est le même que celui à la fin de l'expérience. Cependant, il y a un décalage important de la bosse entre les profils de 10 à 13 secondes et ceux à partir de 14 secondes. Cet abaissement ne correspond pas à la réalité car lorsque la hauteur de sédiment est mesurée manuellement à la fin de l'expérience, elle correspond à la hauteur des profils entre 10 et 13 secondes, c'est-à-dire juste avant que le ressaut n'ait atteint le réservoir. La hauteur réelle des antidunes varie entre 6 et 8 centimètres, comme le montrent les images de la Figure 106.

La calibration dans la Zone 1 a été faite pour une hauteur d'eau minimale de 11 centimètres. Au vu des résultats, il est donc probable que la calibration soit différente pour des hauteurs d'eau plus faibles. En effet, une fois que le ressaut a atteint le réservoir, le niveau d'eau baisse dans le canal et la hauteur d'eau devient inférieure à 11 centimètres. Bien que plus complexe à réaliser et nécessitant plus de temps, une piste future serait donc de refaire cette calibration pour des hauteurs d'eau moindres. Cela pourrait confirmer que les profils se stabilisent entre 10 et 13 secondes et restent les mêmes jusqu'à la fin de l'expérience, comme le montre la Figure 106.

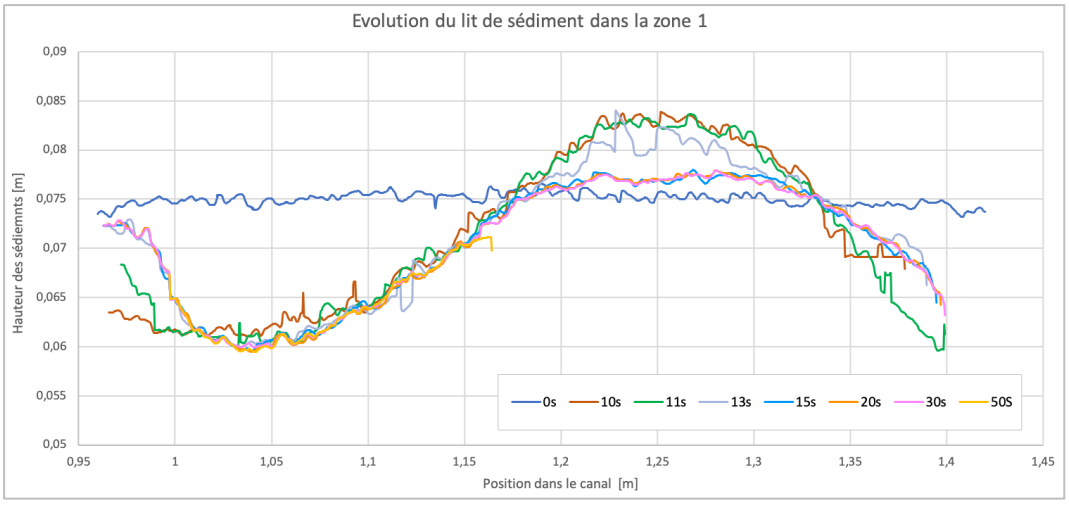
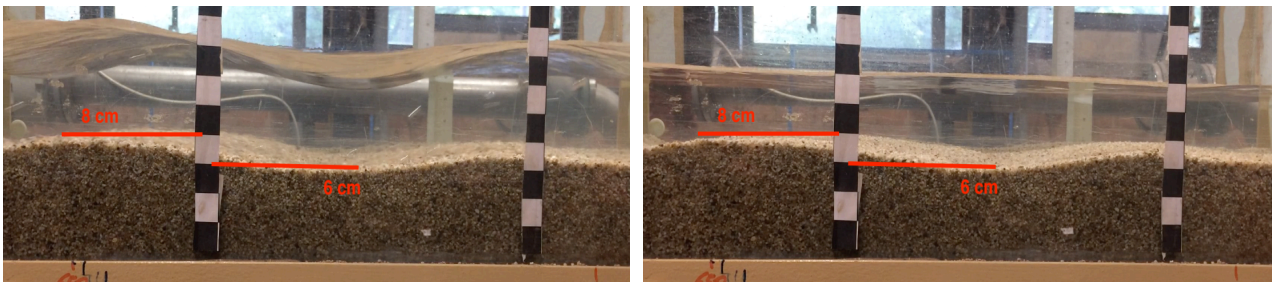


Figure 105 – Évolution de la hauteur des sédiments entre 10 et 60 secondes



(a) (b)

Figure 106 – Profils de la surface libre et du lit de sédiment (a) après 10 secondes et (b) après 35 secondes

7. Résultats numériques

Une fois que les incertitudes expérimentales rencontrées dans le travail de Abou-Habib et Michaux (2017) ont été solutionnées, l'accent a été mis sur le code numérique et ses possibles améliorations afin que les résultats qui en découlent coïncident au mieux avec les mesures expérimentales. Dans ce travail, une étude du fonctionnement des différentes classes du code en C++ et de ses capacités a été réalisée. Le code initial reçu diffère de celui dont disposait Abou-Habib et Michaux pour leur mémoire (2017). Bien que basé sur les mêmes équations, principes et conditions, d'autres paramètres ont été inclus et améliorés.

Tout d'abord, le code utilisé dans le cadre de ce présent mémoire comporte un opérateur de rupture de berge, comme décrit dans la section 2.5.3 et implémenté par Swartenbroekx (2010). Cet opérateur permet d'obtenir une représentation plus réaliste du lit étant donné qu'il tient compte de la stabilité des berges qui sont créées dans le canal suite au dépôt et à l'érosion du fond. De plus, une amélioration de la direction du débit solide en tenant compte partiellement des effets gravitationnels est aussi mise en place.

Quelques corrections précédent notre travail, menées par Sandra Soares Frazão, ont permis d'améliorer considérablement le temps d'exécution du code. Ce dernier est passé de quelques jours (en 2017) à quelques minutes, permettant une analyse plus approfondie des résultats numériques et la possibilité de confronter de nombreux modèles afin de déterminer le plus représentatif. Cela a aussi permis de détecter de nouveaux problèmes et de proposer certaines solutions. Les différentes conditions, améliorations, comparaisons et résultats numériques obtenus dans le cadre de ce travail sont présentés dans les sections qui suivent.

7.1. Géométrie et conditions

7.1.1. Géométrie du dispositif numérique et maillage

La géométrie du dispositif utilisé dans le modèle numérique est expliquée dans la Section 4.1.1. Contrairement à celle utilisée dans le mémoire précédent, cette géométrie respecte totalement les dimensions du dispositif expérimental, que ce soit en plan ou en élévation.

Le choix de raffinement du maillage pour décrire ce domaine est basé sur des observations antérieures, notamment de Soares Frazão et al. (2012) et Van Emelen (2014) (voir Sections 2.4.2.2 et 2.4.3.1), qui considèrent qu'une longueur caractéristique de l_m de $0{,}05$ mètre est un bon compromis entre précision et coût calculatoire. Le maillage diffère cependant dans le canal et dans le réservoir. En effet, il n'est pas nécessaire d'avoir un maillage aussi raffiné dans le réservoir étant donné que les mesures recherchées dans le cadre de ce travail, se situent dans le canal.

Un maillage précis et constant est donc posé dans le canal, pour détecter au mieux les phénomènes qui s'y déroulent. Le temps de compilation n'étant que de quelques minutes un raffinement linéaire, comme celui envisagé dans le mémoire de Abou-Habib et Michaux (2017) n'est pas nécessaire. En effet, plus le maillage est fin, plus le temps d'exécution est long à cause du nombre de cellules à analyser. Le maillage de base utilisé dans ce travail a une longueur caractéristique l_m de $0{,}05$ mètre et est composé de 4122 éléments triangulaires comme représenté à la Figure 107.

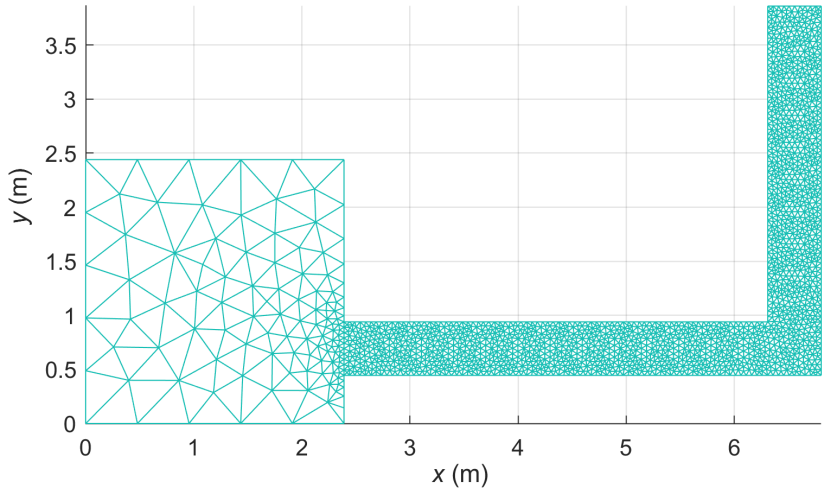


Figure 107 – Géométrie et maillage du domaine de calcul

7.1.2. Conditions initiales

Comme pour le mémoire précédent et dans l'expérience en laboratoire menée pour ce travail, la hauteur d'eau initiale dans le réservoir a été prise à 26 centimètres et la hauteur de sédiments mobiles dans le canal à 7,5 centimètres.

Les grains utilisés ont un diamètre moyen d_{50} de 1,7 millimètre, un rapport s des densités de sédiments et d'eau établi à $2{,}65$ et une porosité ε_0 de $0{,}44$. La méthode du centroïde est utilisée de prime abord pour représenter les ruptures de berge du lit, avec des angles $\alpha_{ce} = 87°, \alpha_{cs} = 35°, \alpha_{re} = 85°, \alpha_{rs} = 30°$ comme défini par Spinewine et al (2002) (voir Section 2.5). Cependant, elle sera comparée à la méthode Voronoï dans la Section 7.2.

Comme expliqué par Abou-Habib et Michaux (2017), le coefficient de rugosité influence fortement les résultats, d'où la nécessité de déterminer celui qui est le plus représentatif par rapport au modèle expérimental. En premier lieu, un coefficient n valant $0{,}0165$ [s/m$^{1/3}$] a été choisi, similaire à celui défini par Soares Frazão et al. (2012). Cependant, d'autres coefficients seront testés (voir Section 7.5), notamment celui déterminé par Abou-Habib et Michaux (2017) et valant $0{,}012$ [s/m$^{1/3}$]. Les résultats seront alors comparés afin d'établir la pertinence des coefficients de rugosité testés. Ces deux coefficients ont été obtenus par comparaison avec des modèles expérimentaux ayant des sédiments et des conditions initiales semblables à ceux intégrés dans ce mémoire. Cela dit, ils doivent être utilisés avec précaution car ils sont déterminés à partir de la formule de Manning, qui part de l'hypothèse d'un écoulement uniforme. Or, dans ce mémoire, la rupture de barrage produit un écoulement transitoire pour lequel ces formules ne sont pas parfaitement adaptées.

Pour ce qui est de l'équation de transport accompagnant le système de Saint-Venant–Exner, la formule de Meyer-Peter–Müller sera tout d'abord utilisée. Puis, elle sera confrontée à d'autres formules de transport (Section 7.3) afin de discuter de sa pertinence dans des écoulements transitoires rapides sur lit mobile.

Un récapitulatif des valeurs de base des différents paramètres utilisés dans les sections suivantes, est donné au Tableau 9.

n $[s/m^{1/3}]$	d_{50} $[mm]$	$s = \frac{\rho_s}{\rho_w}$ [/]	ε_0 [/]	α_{ce} [°]	α_{cs} [°]	α_{re} [°]	α_{rs} [°]	*Nombre cellules*	*Rupture de berge*	*Formule de transport*
0.0165	1.7	2.65	0.44	87	35	85	30	4122	Centroïde	MPM

Tableau 9 – Valeurs de base des paramètres du modèle numérique

7.1.3. Condition limite aval

Similairement au mémoire précédent, la condition aval (dite condition transmissive) n'était pas bien implémentée dans le code numérique reçu initialement. En raison de la complexité du code et des expressions analytiques de la condition aval, une solution géométrique a d'abord été recherchée. De plus, ce code numérique étant utilisé depuis de nombreuses années, certaines erreurs s'y sont glissées au fil du temps. Elles ont en grande partie fini par être identifiées et corrigées par Sandra Soares Frazão.

7.1.3.1. Résultats initiaux

En appliquant le code tel que reçu au début du mémoire, les mêmes problèmes de dépôt aval et de niveaux d'eau incohérents tels que rencontrés par Abou-Habib et Michaux (Section 5.2), apparaissaient. En effet, suite à du dépôt en sortie du canal (Figure 108), les niveaux d'eau numériques étaient plus élevés après le ressaut (14 secondes) que ceux mesurés expérimentalement. La Figure 109présente cette comparaison des niveaux d'eau sur un maillage composé de 1634 cellules sous les conditions initiales exposées dans le Tableau 9.

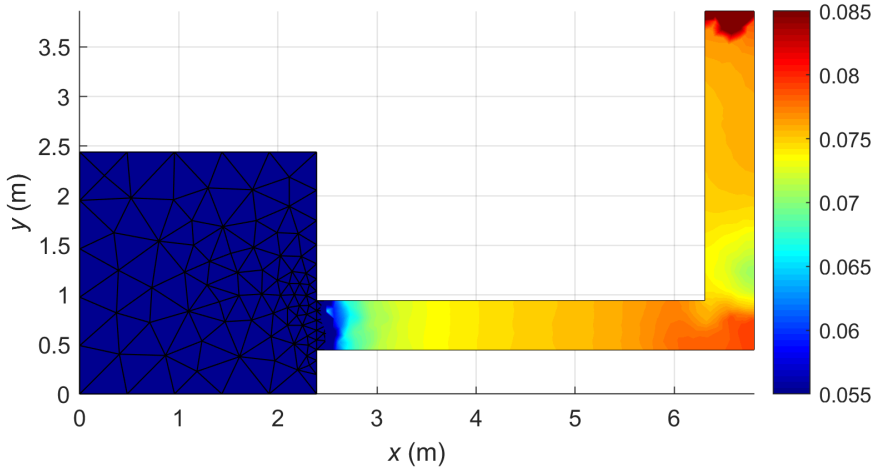


Figure 108 – Topographie du lit après 25 secondes avec le code numérique initial et la géométrie initiale (en mètres)

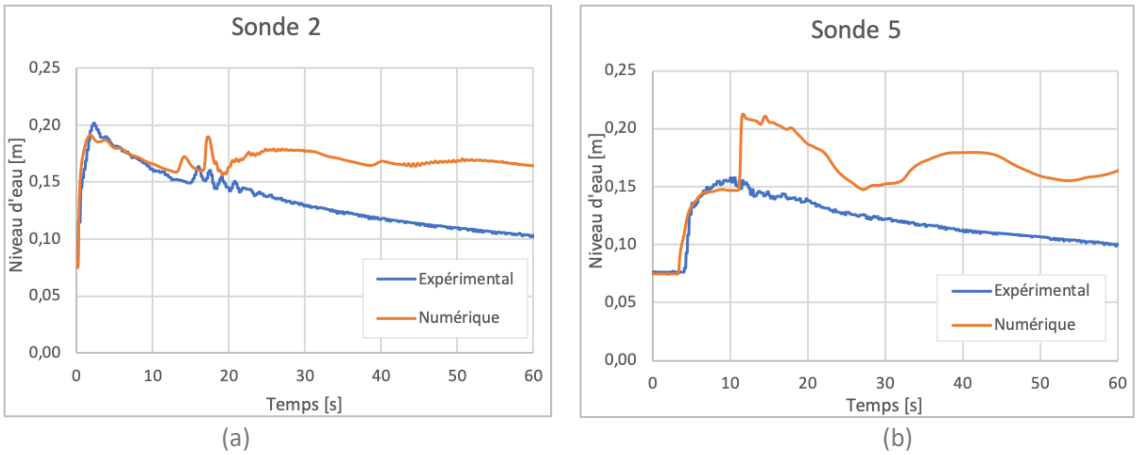


Figure 109 – Comparaison des niveaux d'eau obtenus avec le code numérique initial (orange) et expérimentalement (bleu) pour (a) la sonde 2 et (b) la sonde 5

7.1.3.2. Changement de la géométrie numérique

De façon à trouver une solution au problème du dépôt aval, des modifications géométriques ont été testées sur le dispositif numérique. Dans le but de représenter au mieux ce qu'il se passe lors de l'expérience menée au laboratoire, où l'eau s'écoule simplement à la fin du canal vers la cuve, sur le modèle numérique, un réservoir secondaire de dimensions arbitraires a été placé 50 centimètres en contrebas du canal. Dans cette géométrie, aucune condition n'a été imposée entre la fin du canal et le réservoir secondaire, mais des conditions transmissives (voir Section 4.5) ont été appliquées aux différents côtés du réservoir secondaire. La géométrie est représentée à la Figure 110a et la topographie obtenue est présentée à la Figure 110b.

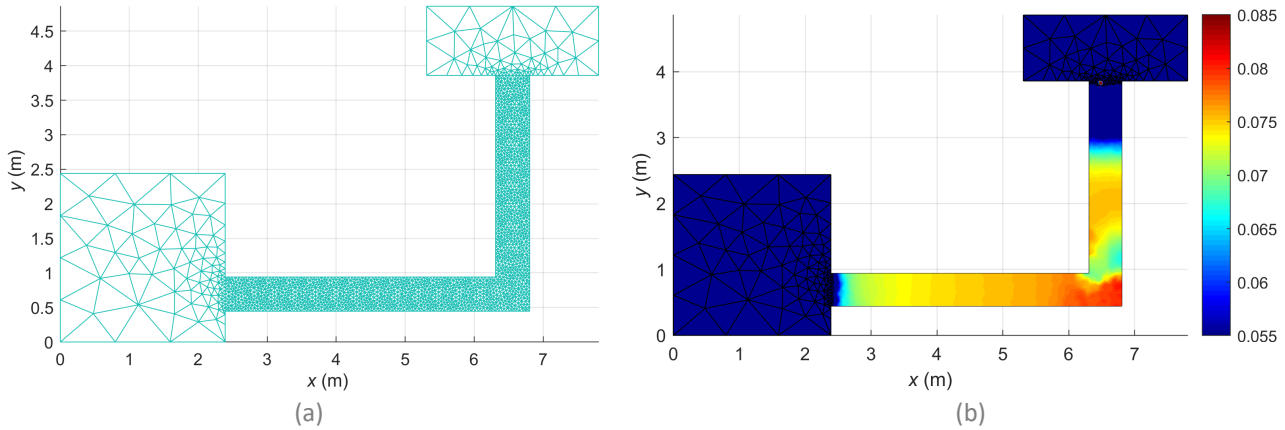


Figure 110 – (a) Géométrie avec un réservoir secondaire à l'aval et maillage du domaine et (b) topographie du lit après 25 secondes avec le code numérique initial et la géométrie avec le réservoir secondaire 50 centimètres en contrebas du canal (en mètres)

Les comparaisons des niveaux d'eau expérimental et numérique, pour un maillage doté d'une longueur caractéristique l_m de 0,05 mètre dans le canal et des conditions initiales telles que définies dans le Tableau 9, sont exposés à la Figure 111. Cette adaptation de la géométrie par l'ajout d'un réservoir en aval apporte de bons résultats. En effet, les niveaux d'eau et la vitesse de vidange du réservoir amont correspondent presque parfaitement aux mesures expérimentales, que ce soit en amont ou en aval du coude et ce à tout moment.

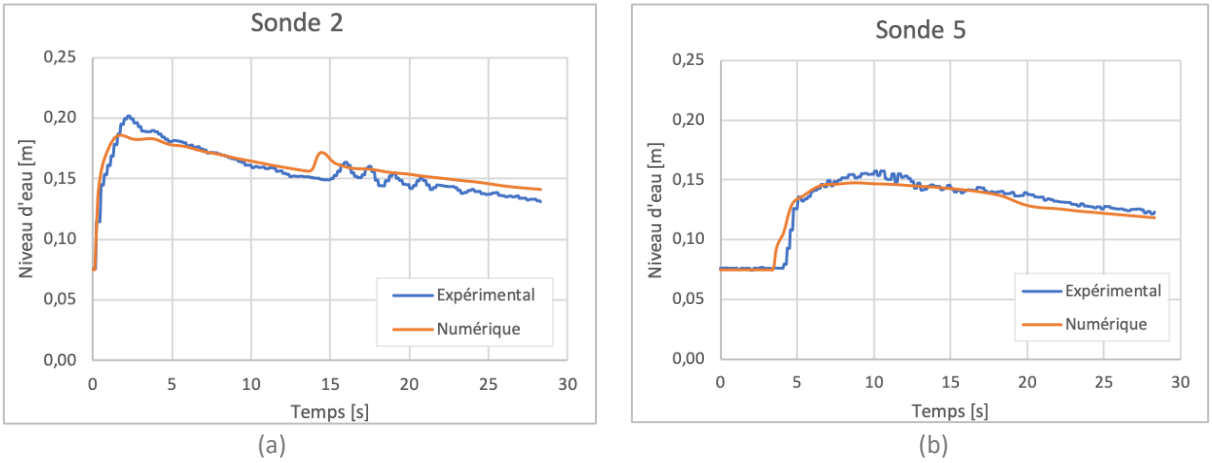


Figure 111 - Comparaison des niveaux d'eau obtenus avec le code numérique initial et réservoir secondaire (orange) et expérimentalement (bleu) pour (a) la sonde 2 et (b) la sonde 5

Il peut en être déduit que cette géométrie est efficace et valable pour contourner le problème de la condition transmissive erronée imposée à la sortie aval du canal. Cela peut s'expliquer par le fait que placer un réservoir secondaire plus bas que le fond du canal crée une section de contrôle naturelle contournant toute nécessité

d'imposer une quelconque condition. Le passage par la hauteur critique, qu'essaye de représenter la condition transmissive (voir Section 4.5), ici mal implémentée, est alors retrouvée naturellement par l'ajout du réservoir secondaire en aval. Les résultats sont donc concluants.

7.1.3.3. Correction du code source

Malgré ces résultats acceptables, il était intéressant de développer une solution plus solide et applicable à d'autres travaux. L'analyse des résultats obtenus en considérant le changement de géométrie a permis une meilleure compréhension du problème. Avec l'aide considérable de Sandra Soares Frazão, une correction de la condition transmissive implémentée dans le code a pu être réalisée. L'erreur se situait notamment dans un oubli de paramètre incluant la porosité du lit dans les équations du code liées à cette condition transmissive.

Après la correction de la condition transmissive aval, les résultats obtenus sur la géométrie initiale du dispositif sont aussi très satisfaisants car plus aucun dépôt n'est aperçu en fin de canal (Figure 112) et ils représentent presque parfaitement les niveaux d'eau de manière numérique (Figure 113). Ces résultats sont trouvés pour les valeurs de paramètres initiaux du Tableau 9. Par conséquent, cette nouvelle version du code et la géométrie initiale seront adoptées dans la suite de ce mémoire pour calculer les résultats numériques finaux.

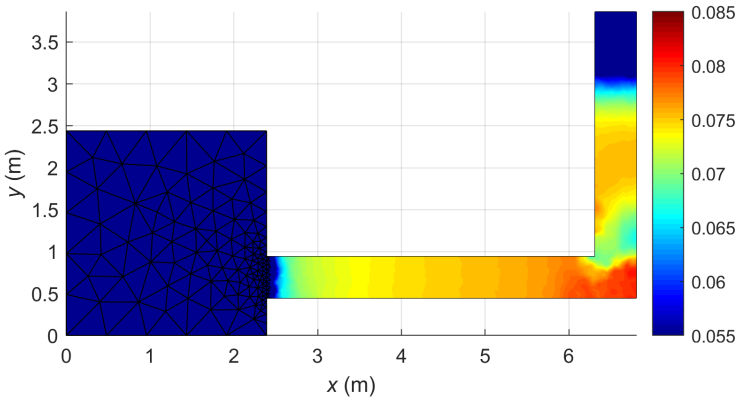


Figure 112 - Topographie du lit après 25 secondes avec le code numérique corrigé et la géométrie initiale (en mètres)

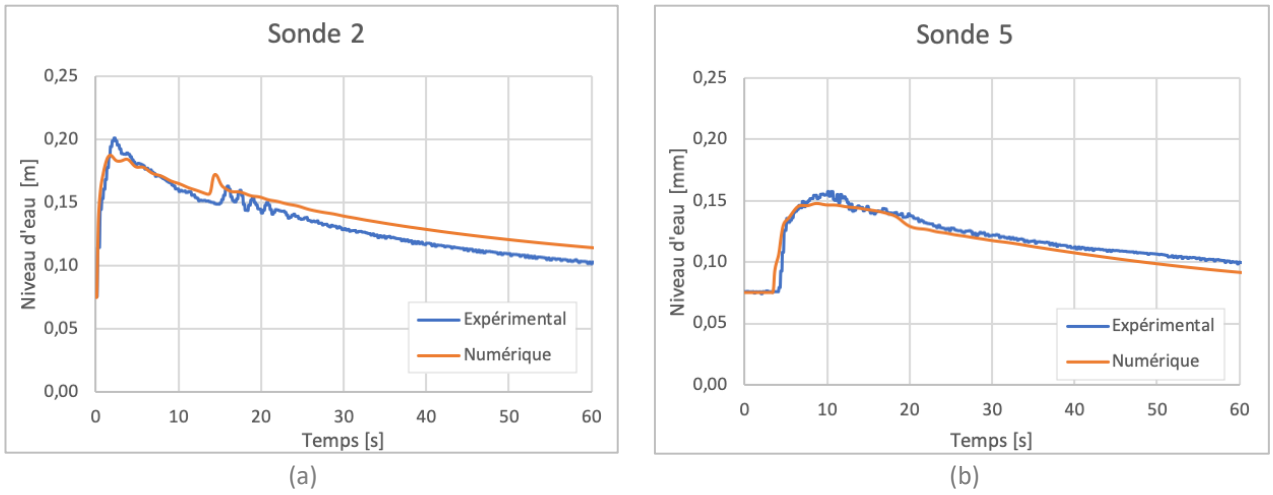


Figure 113 – Comparaison des niveaux d'eau obtenus avec le code numérique corrigé et la géométrie initiale (orange) et expérimentalement (bleu) pour (a) la sonde 2 et (b) la sonde 5

7.2. Rupture de berge

Afin d'utiliser l'opérateur de rupture de berge implémenté dans le code, plusieurs paramètres ont été choisis. Premièrement, une désignation des angles critiques et résiduels est nécessaire. Dans ce travail les angles trouvés par Spinewine et al. (2002) ont été retenus (voir Section 2.5.3) car ils sont déterminés pour un sable grossier uniforme aux propriétés semblables au sable utilisé dans ce mémoire.

Comme décrit à la Section 4, deux méthodes différentes peuvent être utilisées pour définir les mises à jour de l'élévation du lit, celle du centroïde et celle de Voronoï. Pour déterminer la méthode la plus représentative de la réalité expérimentale, une confrontation des résultats obtenus avec chacune des méthodes a été menée. Les résultats trouvés sont exposés et confrontés à la Figure 114 .

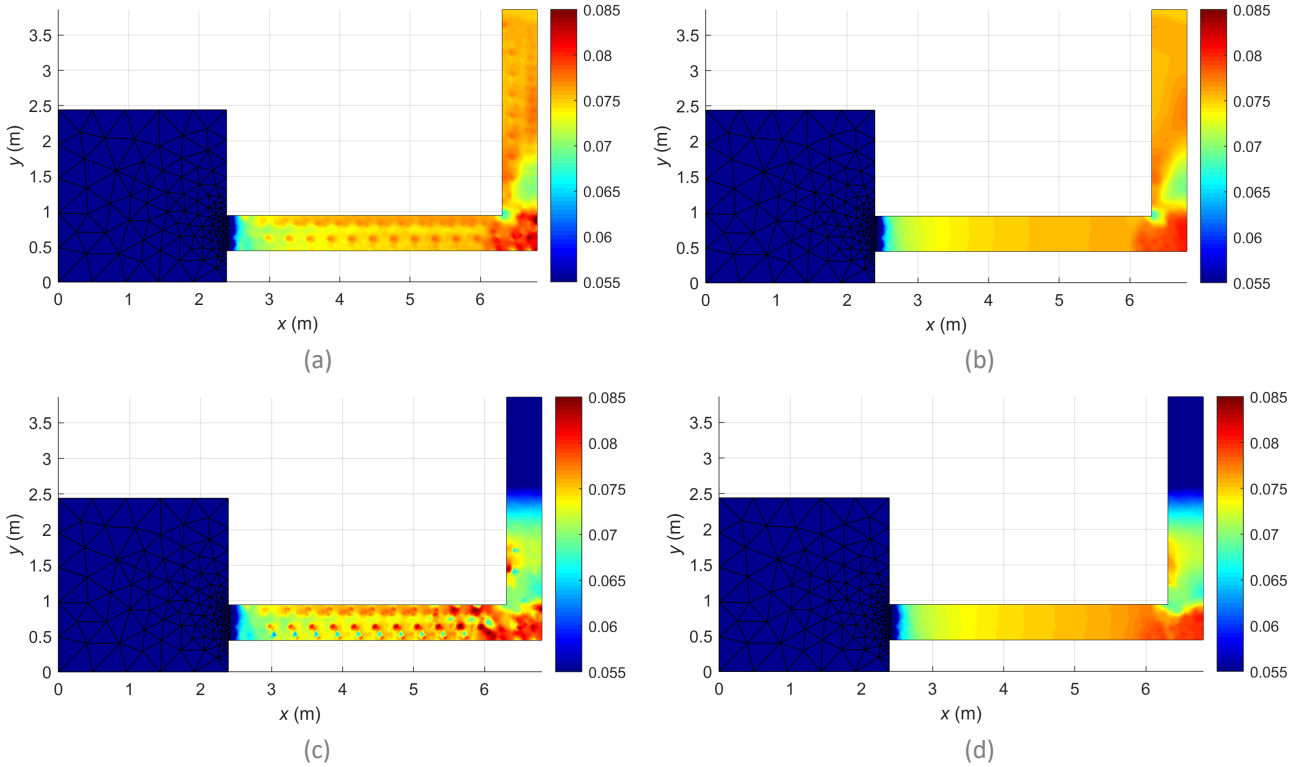


Figure 114 – Topographies du lit par la méthode Voronoï (gauche) et Centroïde (droite) après (a-b) 5 et (c-d) 60 secondes (en mètres)

Il est tout de suite notable que la méthode Voronoï donne des résultats qui semblent instables. En effet, pendant la compilation, beaucoup d'aires calculées par cette méthode Voronoï sont inférieures à 0 ce qui crée des perturbations, visibles sur la topographie du lit. Malgré une tendance générale similaire, la méthode centroïde donne clairement de meilleurs résultats, plus cohérents et sans discontinuité. C'est donc cette méthode qui sera retenue dans le reste des simulations numériques.

7.3. Formules de transport

La formule de transport utilisée dans le système d'équations a une influence sur les zones de dépôt et d'érosion qui sont souvent sous-estimées par le modèle numérique. Afin de déterminer la formule la plus appropriée, les différentes équations présentées à la Section 4.2.1.2 ont été implémentées dans le code et les résultats obtenus sont comparés dans cette section. Les résultats sont présentés sous forme d'une

comparaison des topographies finales et des profils dans le coude à 9 et 60 secondes ainsi que d'une comparaison des niveaux d'eau aux sondes 2 et 5.

7.3.1.1. Comparaison des niveaux du lit

Transport *sheet-flow*

Les formules de Wilson et Abrahams, développées pour les transports de sédiment de type *sheet-flow*, ont déjà donné de bons résultats pour représenter les niveaux de sédiment (voir Section 2.4.3) d'où leur implémentation dans le cadre de ce mémoire. Cependant, elles donnent des résultats assez étonnants comme il peut être remarqué sur la Figure 115 représentant la topographie du fond selon la formule de Wilson combiné à MPM. Ces résultats peuvent éventuellement être expliqués par le fait que les paramètres utilisés dans ce travail (par exemple d_{50}) sortent des limites de validité de ces deux formules. Une autre explication possible résiderait dans leur difficulté d'implémentation dans le code de calcul dont une vérification serait préférable pour des recherches futures. Les deux formules ont été implémentées mais les résultats n'étant pas très convaincants (Figure 115), elles n'ont pas été retenue dans la suite de ce travail.

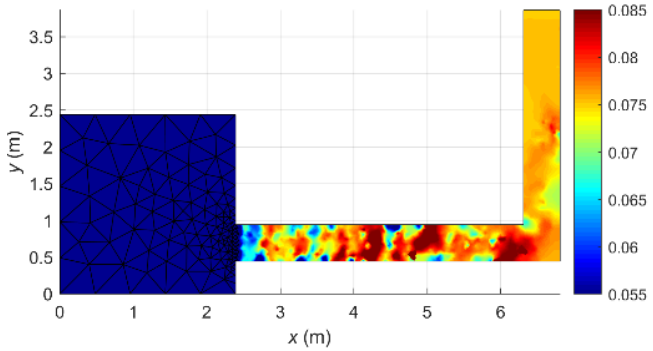


Figure 115 - Topographie du lit après 9 secondes pour Wilson combiné à Meyer-Peter–Müller (en mètres)

Transport par saltation

Les différentes topographies obtenues avec les formules de transport par saltation (Figure 116) montrent, quant à elles, une certaine similarité de manière générale, bien que quelques différences se font remarquer. Il est clair que les antidunes dans la partie amont du canal ne sont représentées par aucune des différentes formules. Néanmoins, certaines caractéristiques apparaissent avec plus ou moins de précision en fonction des formules.

Il peut être noté d'emblée que la formule de Wong&Parker (Figure 116b) sous-estime plus le transport que les autres et marque donc moins les zones de dépôt et d'érosion en comparaison avec la topographie expérimentale (Figure 116g). Les autres formules sous-estiment aussi le dépôt et l'érosion dans le canal mais sont difficiles à départager en se basant seulement sur la topographie finale. Dès lors, une analyse des profils dans le coude (Zone 2) est menée. La Figure 117 montre que le processus le plus impacté par le choix de la formule de transport est l'érosion. Sachant que celle-ci est sous-estimée par le modèle numérique par rapport à la réalité, les formules de Camenen&Larsen, Meyer-Peter–Müller et Ashida&Michiue semblent les plus appropriées après 9 secondes et ces deux dernières se démarquent encore après 60 secondes d'expérience du fait de leur plus grande érosion à l'extérieur du coude.

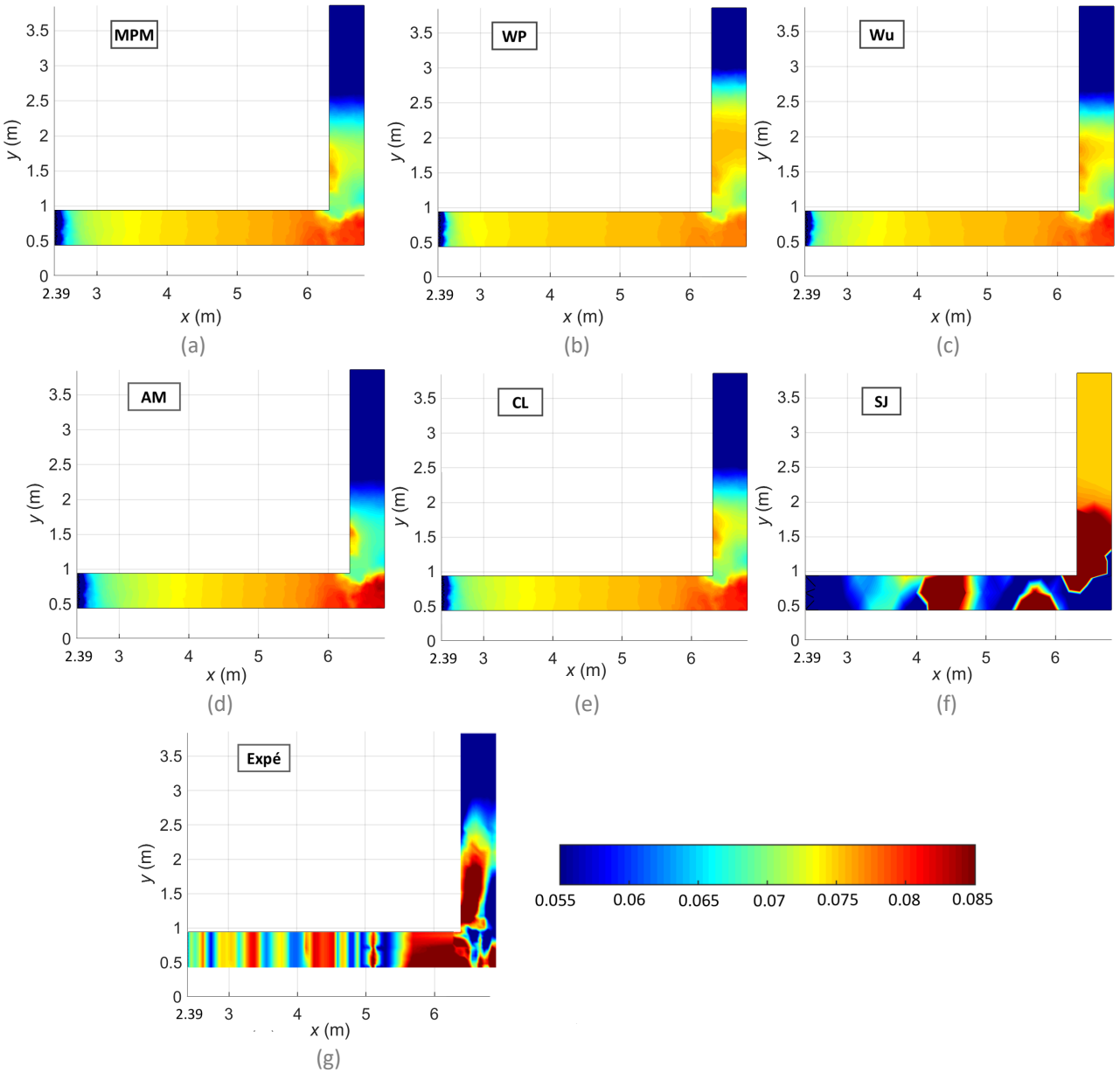


Figure 116 - Topographies du lit après 60 secondes pour (a) Meyer-Peter—Müller, (b) Wong&Parker, (c) Wu et al., (d) Ashida&Michiue, (e) Camenen&Larsen, (f) après 20 secondes pour Smart&Jäggi et (g) expérimentalement (en mètres)

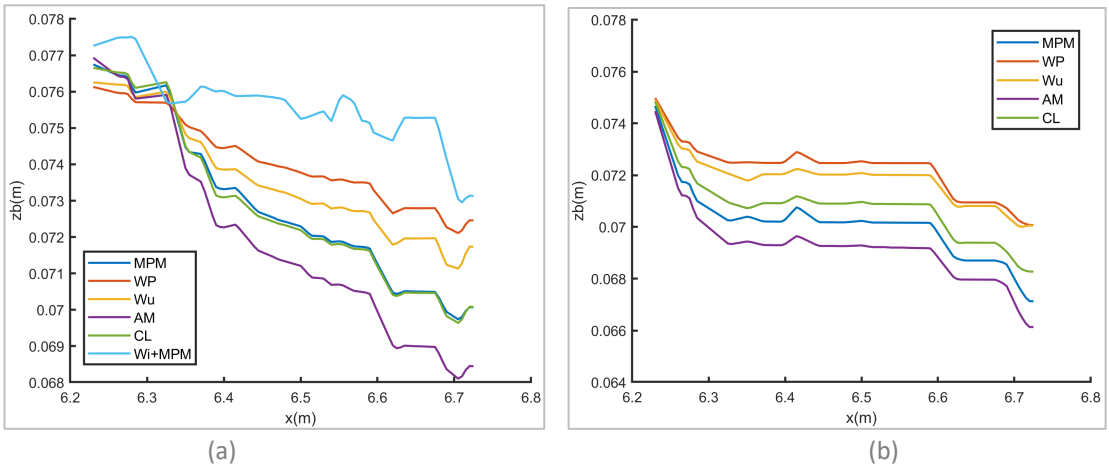


Figure 117 - Profils du lit dans le coude (Zone 2) pour les différentes formules de transport après (a) 9 secondes et (b) 60 secondes

Smart & Jäggi

La formule de Smart et Jäggi implémentée dans le code numérique donne des résultats très étonnants comme le montre la topographie à la Figure 116f. Premièrement, sa compilation sur le maillage moyen s'arrête après moins de 1 seconde car le pas de temps ne respecte plus la condition de stabilité CFL (Section 4.6). Puisque cette condition dépend notamment de la distance entre les cellules, un test a été réalisé sur le maillage plus grossier utilisé à la Section 7.4. Cela a permis d'obtenir des résultats jusqu'à la vingtième seconde. La Figure 116f montre néanmoins que les résultats ne semblent pas cohérents. Une possible explication viendrait du fait que son utilisation nécessite l'implémentation de différents paramètres probablement mal interprétés. Malheureusement, un meilleur résultat n'a pas pu être obtenu dans le cadre de ce mémoire et est dès lors laissé comme piste d'amélioration.

Influence des paramètres composants les formules de transport

Afin de comprendre quels paramètres influencent l'estimation trop faible des phénomènes de dépôt et d'érosion, d'autres tests ont été menés sur la formule de transport de MPM. Deux facteurs arbitraires (5 et 10) ont été appliqués à deux des termes composant cette formule : le débit solide q_s et la contrainte de cisaillement adimensionnelle τ_*. Les résultats sont représentés à la Figure 118au droit de la Zone 2 (coude) et pour des temps d'expérience de 9 et 60 secondes.

Premièrement, l'impact de facteurs multiplicateurs a été analysé sur q_s dans la Zone 2. A la Figure 118, il peut être remarqué qu'après 9 secondes, seule l'érosion sur le côté extérieur du coude est influencée (côté droit de la figure). Après 60 secondes, toute la largeur du canal est plus érodée et atteint, lorsque la formule est multipliée par 10, une profondeur proche de celle observée expérimentalement (ligne mauve sur la Figure 118b). Cela dit la zone de dépôt a totalement disparu étant donné que le profil ne fait que se creuser même dans la partie intérieure du coude. La prise en compte d'un facteur multiplicateur dans la formule de transport n'aide donc pas à améliorer l'estimation du profil du lit.

Ensuite, l'utilisation de l'expression de Manning (voir Section 2.1.4) dans la définition de la contrainte de cisaillement sur le lit est remise en question. En effet cette expression n'est pas totalement adaptée à des flux transitoires rapides tel que c'est le cas dans ce travail. Dès lors, les facteurs 5 et 10 ont été appliqués directement sur le paramètre τ_*. La Figure 118montre que le lit en devient plus érodé dans sa globalité. Après 60 secondes, le profil considérant le facteur 10 sur τ_* (ligne bleue clair) descend beaucoup trop bas par rapport au profil expérimental, tandis que le profil lié au facteur 5 (ligne verte) atteint la bonne hauteur d'érosion dans le coin extérieur du coude. Cependant, la forme des profils n'est pas similaire à la réalité comme le montre fortement celle qui correspond à τ_* multiplié par 10 (ligne bleu clair) sur la Figure 118a. Cela permet de conclure que la formule de Manning et donc le τ_* ont bien une influence sur le profil du lit mais sa multiplication par un facteur ne permet pas d'obtenir des résultats plus concluants.

Bien que les tests n'aient pas apporté d'améliorations visibles, une analyse plus poussée d'autres valeurs de ces paramètres (q_s et τ_*), voire même une évaluation de l'influence d'autres paramètres de la formule, pourrait être intéressante pour en comprendre plus précisément l'impact sur le transport de sédiment.

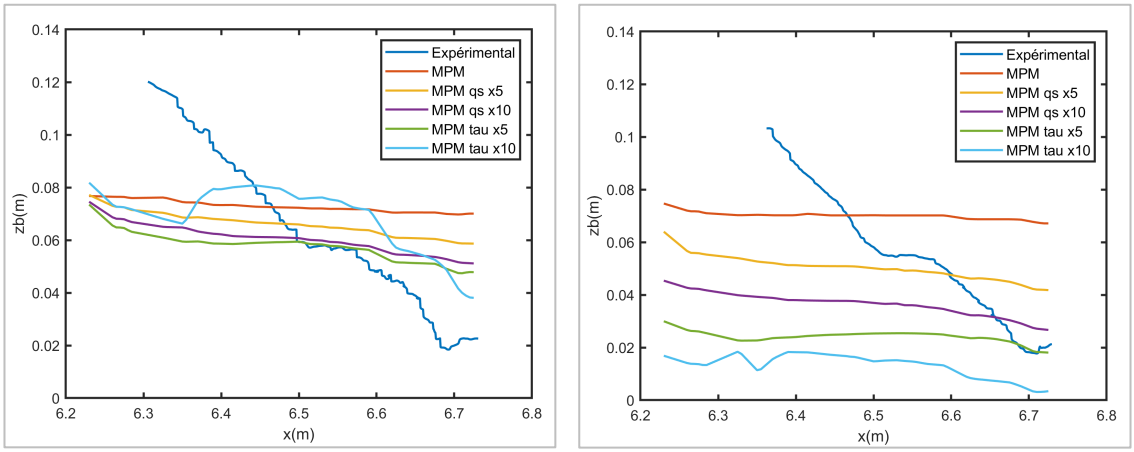


Figure 118 - Comparaison des profils du lit dans la Zone 2 obtenus expérimentalement et numériquement avec la formule de MPM où soit q_s soit τ_* sont multipliés par des facteurs 5 et 10 après (a) 9 et (b) 60 secondes

7.3.1.2. Comparaison des niveaux d'eau

Une dernière comparaison, sur les niveaux d'eau, est réalisée pour déterminer la formule qui sera gardée dans la suite de ce travail. La Figure 119 montre que les niveaux d'eau sont tous très semblables et concordent avec l'étude expérimentale. Néanmoins, il peut être noté qu'à la sonde 5, après le coude, le niveau d'eau est mieux interprété par la formule de MPM que par celle de AM.

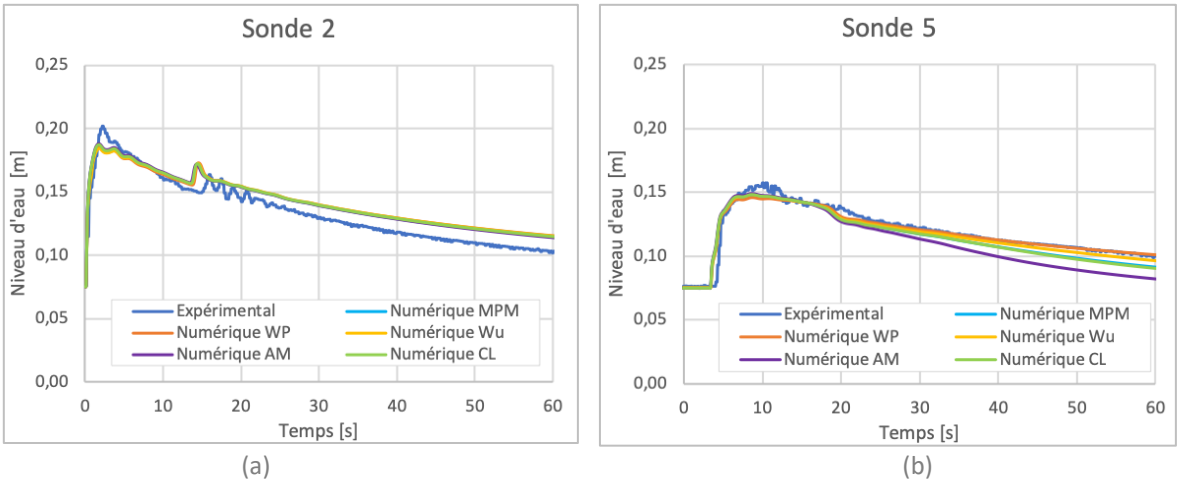


Figure 119 - Niveaux d'eau selon les différentes formules de transport à (a) sonde 2 et (b) sonde 5

Toutes ces observations permettent d'orienter le choix d'une formule de transport dans le système d'équations en fonction des conditions initiales de l'expérience. Ce choix se porte donc sur la formule de MPM, déjà utilisée initialement (Voir Tableau 9).

7.4. Maillages

Le raffinement du maillage peut avoir un rôle dans la précision des valeurs obtenues (voir Section 2.4.2 et 2.4.3). Toutefois, suite à des instabilités numériques, il peut aussi exister une limite de raffinement au-delà de laquelle les résultats obtenus ne sont plus corrects. Dès lors, un maillage plus grossier par rapport à celui utilisé dans le reste du travail (Section 7.1.1), défini par une longueur caractéristique l_m dans le canal de 0,25 mètre et composé de 232 cellules, et un maillage plus fin, défini par une l_m de 0,01 mètre et discrétisé en 97 731

cellules, ont été créés et testés. Leurs représentations sont exposées à la Figure 120, ainsi que les topographies obtenues pour les différents modèles.

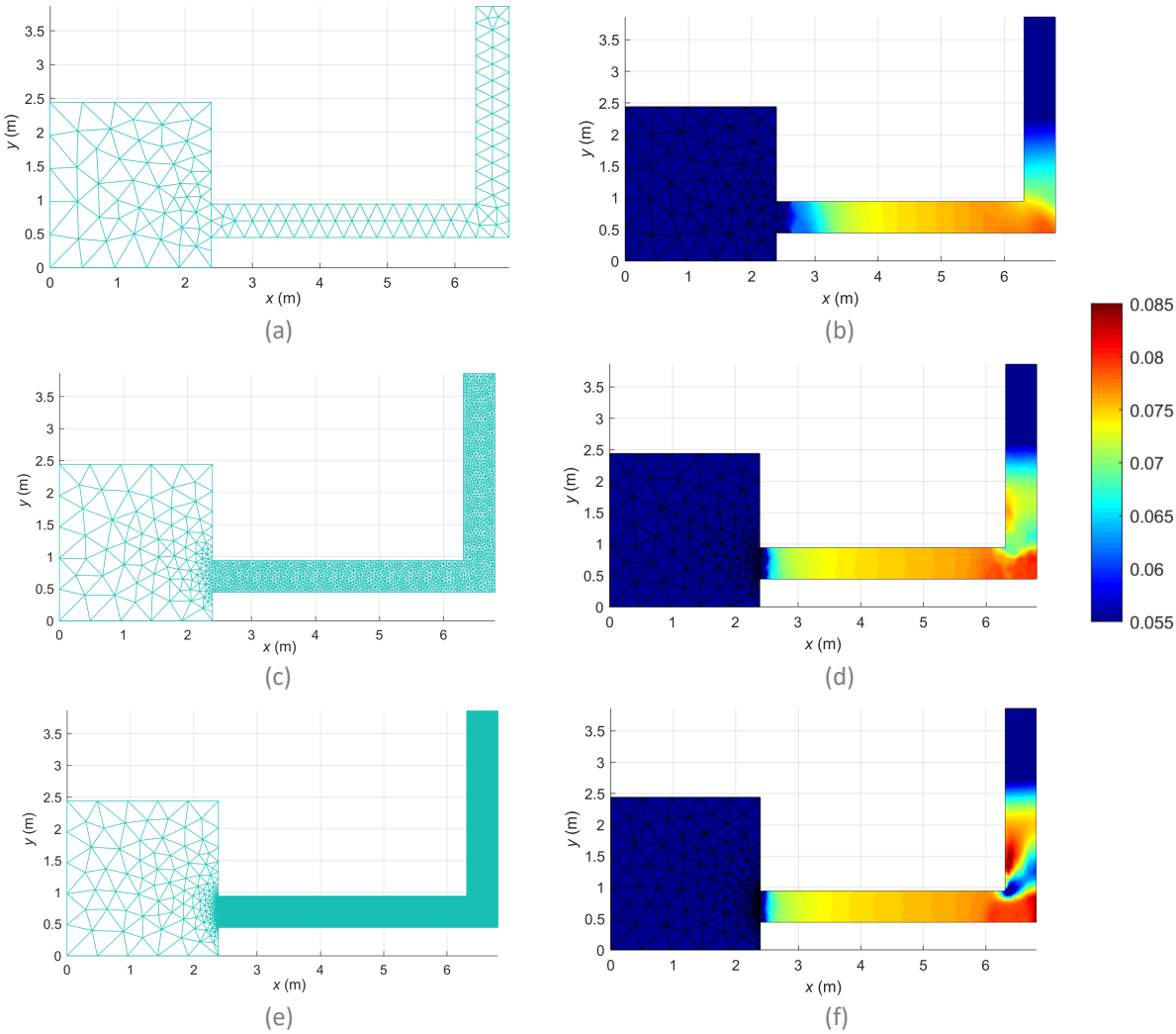


Figure 120 - Maillage du domaine (à gauche) et topographie après 60 secondes (à gauche) pour le maillage (a-b) le plus grossier (l_m de 0,25 mètre), (c-d) moyen (l_m de 0,05 mètre), et (e-f) le plus fin (l_m de 0,01 mètre)

Les positions et formes des dépôts et érosions sont assez similaires pour les trois maillages, mais leur amplitude change fortement. En effet l'ampleur des dépôts et des affouillements est plus grande pour le maillage fin ce qui améliore la sous-estimation généralement perçue dans les résultats numériques. Ce maillage fin, grâce à son plus grand nombre de cellules et donc sa plus importante quantité de données traitées permet d'avoir des résultats se rapprochant légèrement plus de la réalité, au moins en termes d'amplitude d'érosion (voir Figure 121). Il peut alors être affirmé que le raffinement du maillage augmente la précision des résultats. Cependant, une remontée du dépôt proche du bord extérieur aval du canal est remarquée dans la Figure 121(ligne jaune), contraire à ce que l'on peut observer en réalité (voir section 6.3).

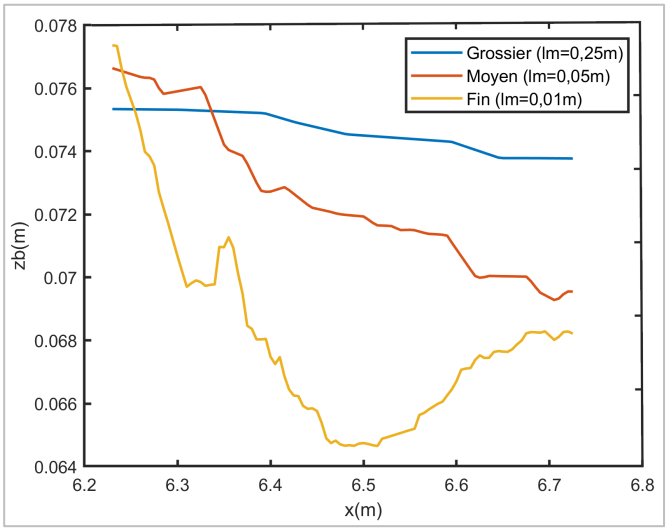


Figure 121 – Profils dans la (Zone 2) après 10 secondes pour différents maillages

A l'inverse, en raison de sa faible quantité de données, le maillage grossier a tendance à lisser les résultats et dès lors à les approximer fortement. Il en résulte une plus grande sous-estimation et un aplatissement des évolutions du lit comparé au maillage moyen (ligne bleue sur la Figure 121).

Il peut être conclu que le maillage grossier n'est pas capable de représenter assez précisément les niveaux du lit. Inversement, le maillage fin précise plus les niveaux d'érosion et de dépôt. Cela dit, la forme de son profil ne correspond pas non plus à celle du profil expérimental (voir Figure 97) en raison de sa remontée proche du bord extérieur du canal (voir partie droite de la Figure 121). Cela expose peut-être la limite de raffinement du maillage à partir de laquelle des instabilités numériques apparaissent, faussant les résultats. De plus, son temps d'exécution est long (quelques heures), comparé aux quelques minutes nécessaires à la compilation du maillage moyen. Ce dernier est donc, comme suggéré par Van Emelen (2014), un bon compromis entre précision et temps de calcul. Les résultats numériques futurs seront alors calculés sur un domaine discrétisé selon le maillage moyen de longueur caractéristique l_m de 0,05 mètre, comme c'est le cas depuis le début.

7.5. Coefficients de rugosité de Manning

La rugosité des grains constituant le lit est définie dans le modèle au travers du coefficient de Manning. Comme exposé dans la conclusion de la Section 2.4.2, ce coefficient a un impact important sur les niveaux de sédiments et d'eau obtenus numériquement à la suite d'une rupture de barrage. Dans cette optique, plusieurs coefficients ont été testés et leurs résultats comparés. Premièrement, le coefficient de rugosité trouvé par Abou-Habib et Michaux (2017), d'une valeur de $0{,}012$ $[s/m^{1/3}]$ plus faible que celui utilisé dans ce travail a été testé. Deuxièmement, un coefficient plus grand, d'une valeur arbitraire de $0{,}02$ $[s/m^{1/3}]$ a été adoptée. Ils ont tous les deux été comparés au coefficient utilisé dans ce mémoire de $0{,}0165$ $[s/m^{1/3}]$.

Les topographies illustrées à la Figure 122 selon les différents coefficients montrent que la précision des zones de dépôt et d'érosion augmente avec le coefficient de Manning. Les profils du niveau du fond, représentés à la Figure 123, montrent qu'en réalité, seule l'érosion est affectée par la rugosité. En effet, peu importe la valeur du coefficient, le dépôt à l'intérieur du coude semble être le même et reste fortement sous-estimé comparé aux mesures expérimentales (Voir Figure 97), comme déjà observés dans les sections précédentes.

Un plus grand coefficient de rugosité permettrait donc de réduire l'écart entre les valeurs d'érosion numériques et expérimentales bien que cette réduction soit très faible comparée à la grandeur de l'écart.

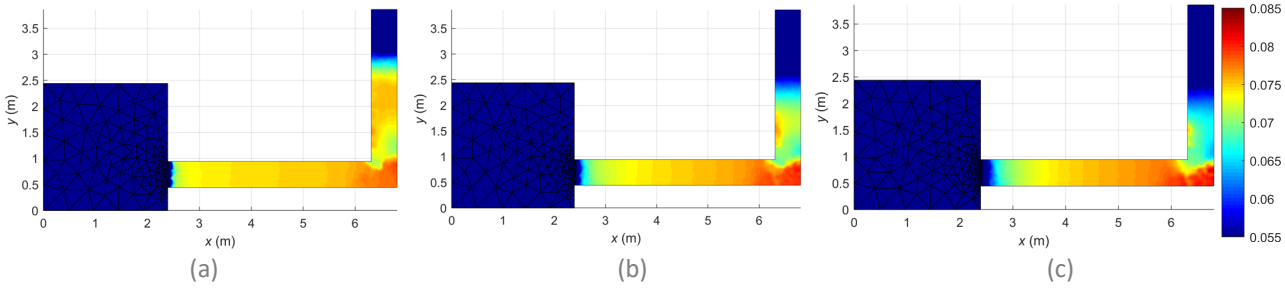


Figure 122 - Topographie du lit après 60 secondes avec n valant (a) $0{,}012$, (b) $0{,}0165$ et (c) $0{,}02$ $[s/m^{1/3}]$ (en mètres)

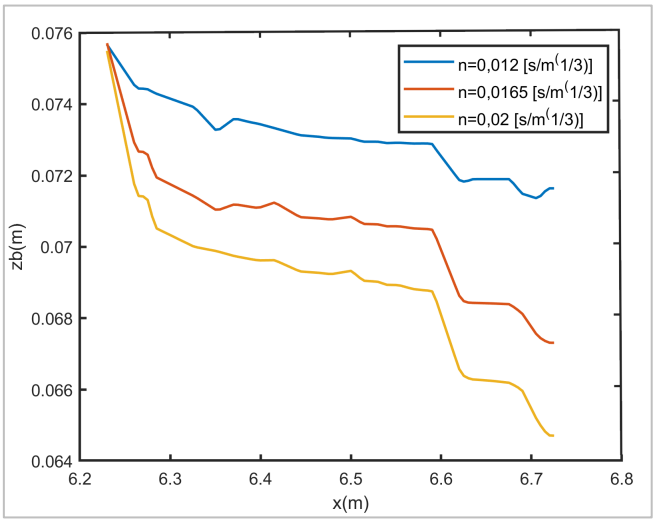
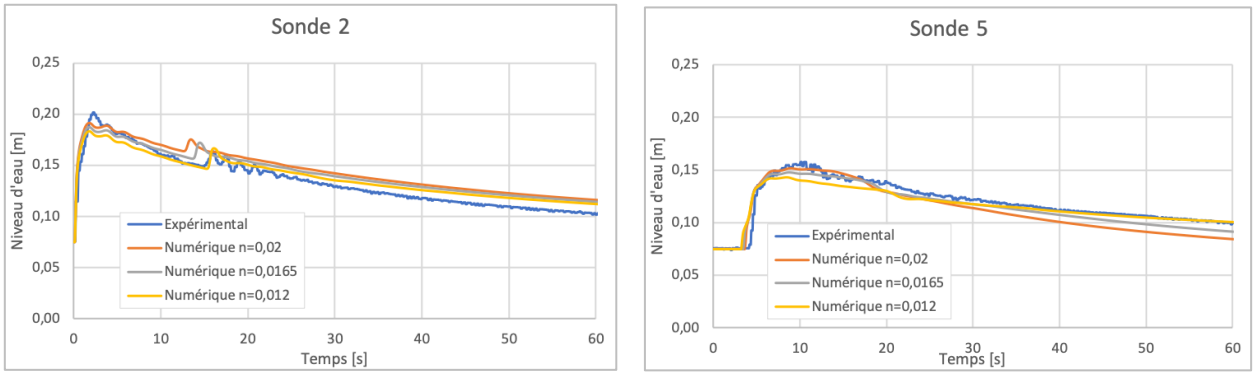


Figure 123 - Profils du lit dans la Zone 2 après 60 secondes pour plusieurs coefficients de Manning

Le coefficient de Manning retenu jusqu'à présent ($0{,}0165$ $[s/m^{1/3}]$) a été établi pour un écoulement uniforme, non adapté au cas d'une rupture de barrage. De plus, les formes de fond, créant une rugosité supplémentaire du lit, ne sont pas prises en compte. L'utilisation d'un coefficient de Manning plus élevé est dès lors peut être une bonne approximation mais est difficile à justifier et à certifier. Une analyse des hauteurs d'eau peut alors être réalisée pour estimer si celles-ci sont bien prédites selon les différents coefficients de rugosité.

Comme le montre la Figure 124, les comparaisons entre les profils des niveaux d'eau numériques et expérimentaux pour différents coefficients de rugosité sont assez similaires et représentatifs. Cependant, le coefficient n de $0{,}02$ $[s/m^{1/3}]$ surestime légèrement le niveau d'eau avant le coude (sonde 2) et le sous-estime après (sonde 5). Dès lors, malgré qu'il prédise la plus grande érosion, se rapprochant donc de la réalité expérimentale, il correspond au coefficient représentant le moins bien les niveaux d'eau. Au vu des prédictions d'érosion et de niveaux d'eau obtenues avec les deux autres coefficient, celui défini par Soares Frazão et al. (2012) d'une valeur de $0{,}0165$ $[s/m^{1/3}]$ semble le meilleur compromis. Il continuera par conséquent à être utilisé pour obtenir les résultats numériques futurs.



(a) (b)

Figure 124 - Niveaux d'eau expérimental et numériques pour (a) la sonde et (b) la sonde 5

7.6. Résultats numériques finaux

Finalement, les résultats numériques adoptés pour réaliser les comparaisons avec les études expérimentales seront trouvés en prenant en compte les paramètres définis initialement (Tableau 9). En effet, après l'analyse de certaines variables telles que le coefficient de Manning ou le type de méthode à adopter dans la rupture de berge, il s'avère que les paramètres définis initialement sur base de travaux et recherches antérieurs sont appropriés.

Une brève comparaison de la topographie finale du lit obtenue avec le code numérique de ce présent mémoire peut être comparée à celle obtenue par Abou-Habib et Michaux (2017) pour en montrer son amélioration.

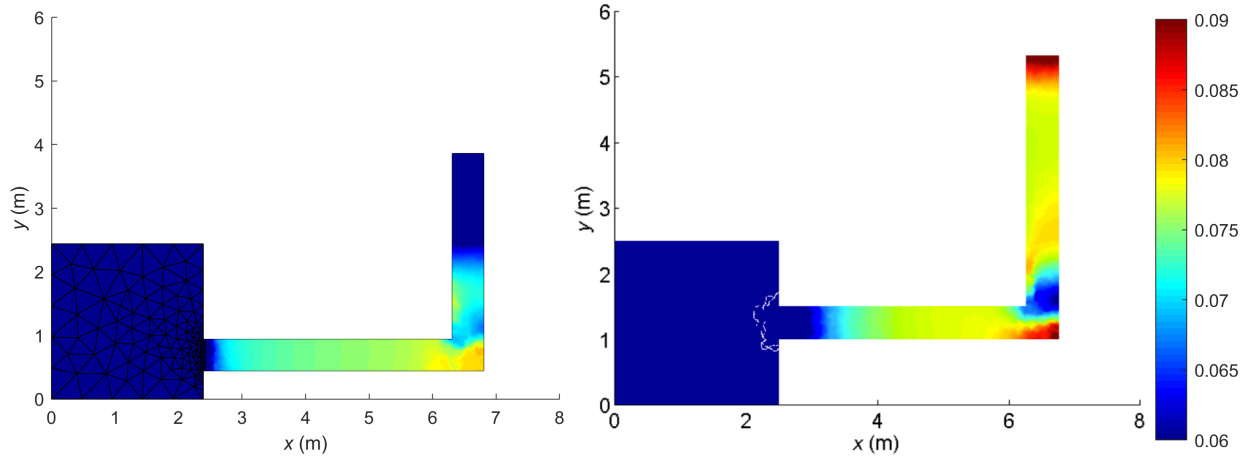


Figure 125 - Comparaison de la topographie du lit finale (après 60 secondes) entre (a) ce présent travail et (b) Abou-Habib et Michaux (2017) (en mètres)

La plus grande différence réside dans la partie du canal en aval du coude où le dépôt à la sortie à totalement disparu dans les résultats de ce travail. Une similarité de forme et de position peut être remarquée pour les zones de dépôt et d'érosion. Cela dit leur amplitude est un peu différente et est plus marquée dans la topographie de Abou-Habib et Michaux. Deux explications peuvent être données pour justifier cette observation. Premièrement, le dépôt à la sortie aval est susceptible de créer un ralentissement de l'écoulement dans le canal. Cela mène en un plus faible rabotage du dépôt à l'intérieur du coude qui, dès lors, incite l'écoulement à suivre un chemin préférentiel plus étroit créant donc une érosion plus marquée sur sa trajectoire à l'extérieur du coude. Deuxièmement, l'absence d'opérateur de rupture de berge empêche le

remodelage de la section transversale, laissant les berges créées très pentues et non rompues. Cela mène à des dépôts plus hauts et à des érosions plus profondes étant donné que les sédiments des berges ne s'effondrent pas pour retomber au pied de la berge.

Les résultats numériques finaux et leur comparaison avec les mesures expérimentales de ce mémoire-ci sont détaillés dans le Chapitre 8.

8. Comparaison des résultats

Une fois les mesures expérimentales corrigées (Chapitre 6) et le modèle numérique ajusté au mieux (Chapitre 7), une comparaison complète des résultats de ces deux modèles est faite et est présentée dans cette section. Comme expliqué précédemment, les mesures expérimentales sont celles trouvées au moyen des sondes et d'une feuille laser et les résultats numériques à l'aide d'un code numérique basé sur le modèle SVE 2D dont les paramètres sont repris dans le Tableau 9.

8.1. Comparaison des niveaux d'eau

Grâce aux détecteurs à ultrasons placés comme sur la Figure 39, les niveaux d'eau de l'écoulement ont pu être mesuré après la rupture du barrage. D'une manière similaire, à l'aide de capteurs placés dans le code aux mêmes positions, ils ont été obtenus numériquement. Les résultats montrés sur les Figure 126 et Figure 127 prouvent que les modèles expérimental et numérique concordent très bien.

La Figure 126 montre l'évolution du niveau d'eau dans la section du canal en amont du coude pour les deux modèles. Premièrement, il est clair que le réservoir se vide à la même vitesse dans les deux cas (Figure 126a pour la sonde 1), ce qui indique que le débit qui sort du réservoir est correctement calculé dans le modèle numérique. Ensuite, concernant le temps d'arrivée du front de la vague, une bonne correspondance est observée pour chaque sonde (Figure 126a-d). La vague atteint expérimentalement la sonde 2, située à 35 centimètres de la porte, après seulement 0,22 seconde ce qui est comparable à la valeur de 0,2 obtenue numériquement. Ensuite la vague atteint les sondes 3 et 4 après 0,86 et 1,91 seconde expérimentalement et après 0,9 et 1,8 seconde numériquement. La vitesse de l'onde est donc bien évaluée par le modèle numérique. Le niveau d'eau est également en général bien reproduit à l'exception du pic initial de la sonde 2 qui est un légèrement sous-estimé.

Le ressaut hydraulique issu de la réflexion de la vague sur le coude montre aussi un petit décalage, arrivant une seconde plus tôt numériquement que dans la réalité (sonde 2, 3 et 4). Cela signifie que la vitesse du ressaut est surestimée dans le modèle numérique. En effet, il atteint, par exemple, la sonde 4 après 6,7 secondes numériquement et après seulement 7,6 secondes en réalité. Une avance similaire se produit à la sonde 2. En revanche, la hauteur moyenne du ressaut est bien restituée à hauteur de toutes les sondes, malgré que le modèle ne soit pas en mesure de reproduire les antidunes observées expérimentalement, lesquelles forment des oscillations visibles à la surface de l'eau après l'arrivée du ressaut.

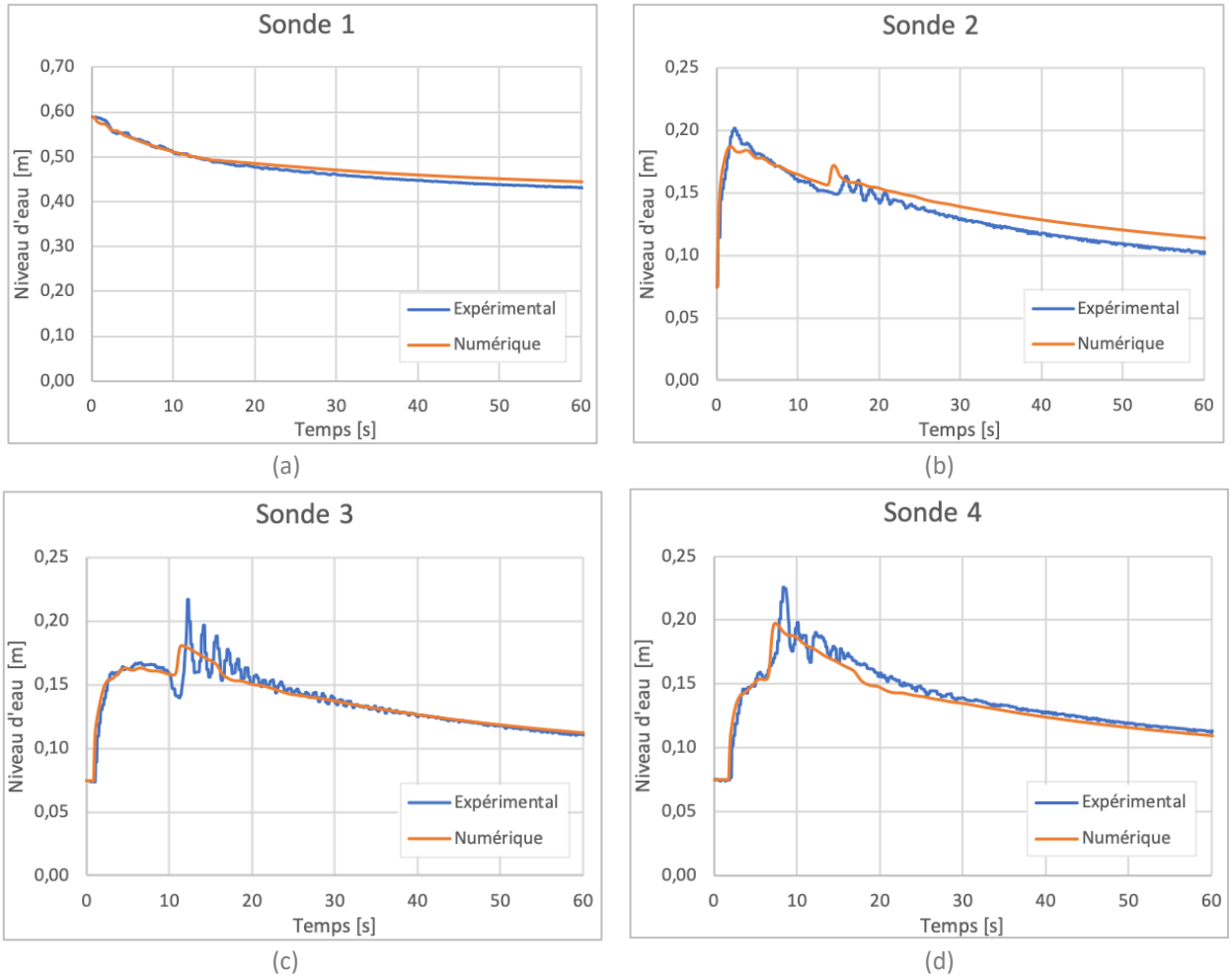
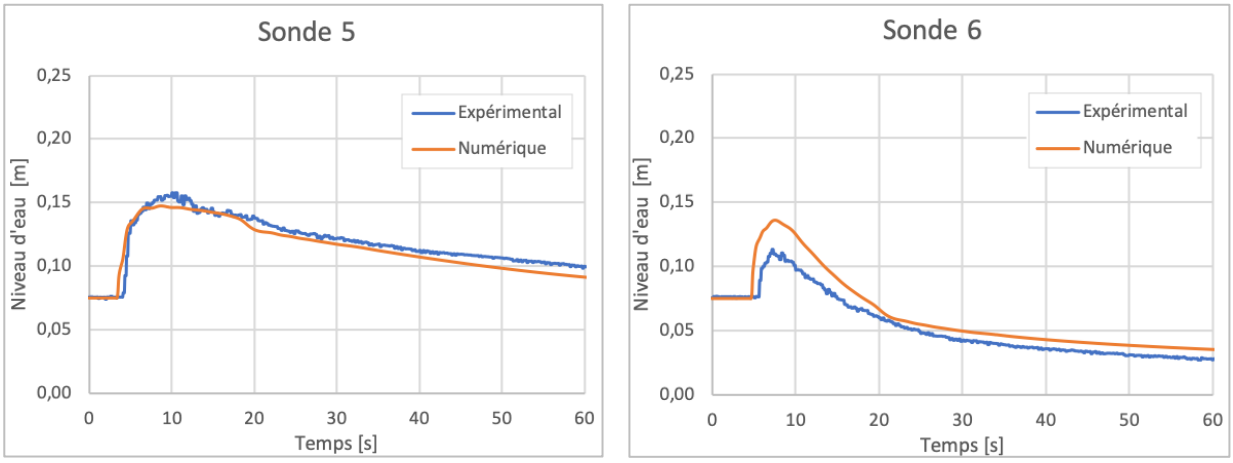


Figure 126 – Niveaux d'eau pour les détecteurs 1 à 4 placés à l'amont du coude

La Figure 127 montre la comparaison de l'évolution du niveau d'eau dans la partie du canal en aval du coude (pour les sondes 5 et 6). Le modèle numérique surestime de nouveau un peu la vitesse de l'onde subcritique, de telle sorte que l'eau arrive aux sondes environ 1 seconde trop tôt par rapport à la réalité. En dehors de cela, le niveau d'eau et la vitesse de vidange sont assez similaires pour la cinquième sonde. A l'extrémité du canal (sonde 6), le niveau d'eau est fort surestimé entre les secondes 5 à 20. Cela pourrait s'expliquer par la définition de la condition transmissive en sortie du canal qui diffère peut-être légèrement de la réalité, bien qu'après 20 secondes le niveau d'eau soit de nouveau bien interprété par le code numérique. Même dans ce cas, la forme donnée par le modèle numérique suit relativement bien celle du modèle expérimental et les deux modèles peuvent être considérés en bon accord en ce qui concerne le niveau d'eau.

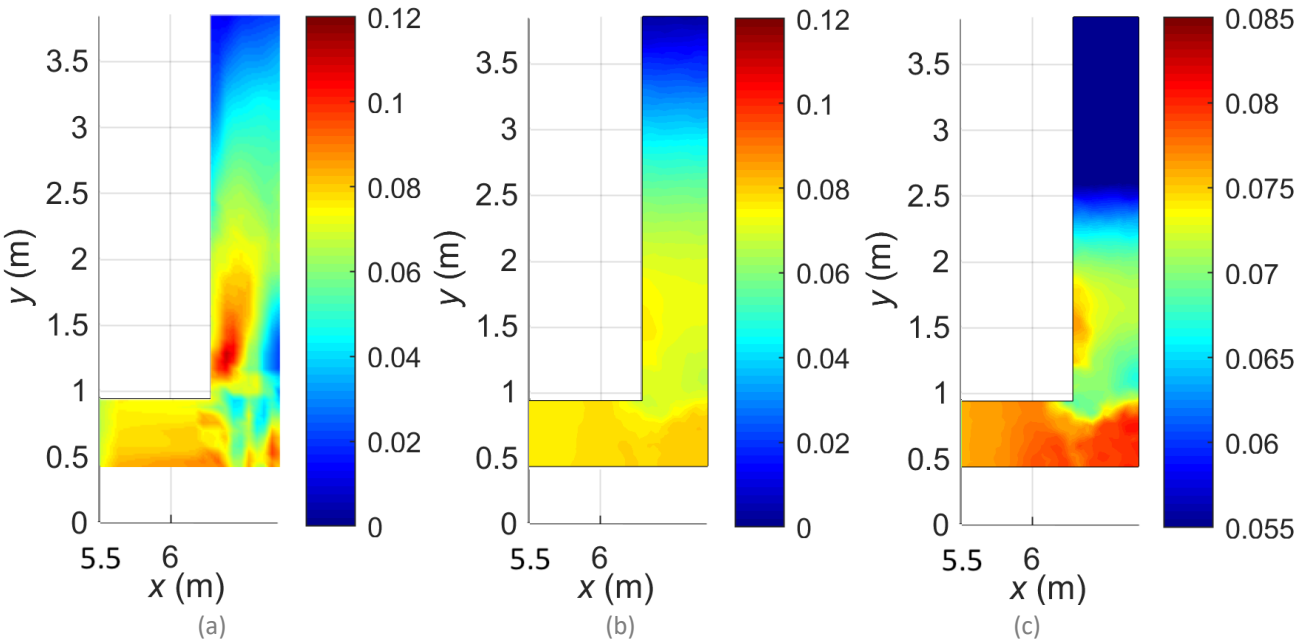


(a) (b)

Figure 127 – Niveaux d'eau pour les capteurs placés à l'aval du coude

8.2. Comparaison de la topographie finale

Avant d'exposer en détail l'évolution morphologique du lit, il est intéressant de débuter par une vue globale, donnée par la topographie finale du canal. La Figure 128a montre la topographie obtenue expérimentalement avec la technique de la feuille laser sur un quadrillage repris sur la Figure 77, 60 secondes après l'ouverture de la porte. La Figure 128b montre la même topographie de lit mais obtenue numériquement selon les paramètres définis (Tableau 9). Cette comparaison montre clairement les limites du modèle numérique qui sous-estime considérablement les processus d'érosion et de dépôt, en particulier dans la zone du coude. La Figure 128c, topographie numérique à une échelle verticale plus grande, permet de mieux visualiser la forme globale du lit qui est visiblement très similaire à celle obtenue expérimentalement. En effet, du dépôt sur le côté intérieur juste à l'aval du coude et de l'érosion sur le côté extérieur est remarqué. Ces observations seront développées plus en détail dans la section 8.3.2.



(a) (b) (c)

Figure 128 – Topographie du lit après 60 secondes obtenue (a) expérimentalement et (b) et (c) numériquement avec différentes échelles (en mètres)

8.3. Comparaison de l'évolution du lit de sédiment

8.3.1. Évolution des antidunes

L'expérience dans la zone 1 montre la formation et l'évolution d'antidunes. Lorsque la porte s'ouvre pour simuler la rupture de barrage, l'écoulement est supercritique et des antidunes commencent à se former dans la partie amont du canal. Sur la Figure 129, la topographie finale du lit est illustrée sur une distance longitudinale de 3 mètres dans le bras amont du canal, l'extrême gauche correspondant à la sortie du réservoir. Malheureusement, cette figure montre bien que le modèle numérique ne prend pas ce phénomène en compte car les équations disponibles ne peuvent pas reproduire de telles caractéristiques. La comparaison avec le modèle numérique est donc inutile pour la Zone 1 et n'est pas détaillée d'avantage ici.

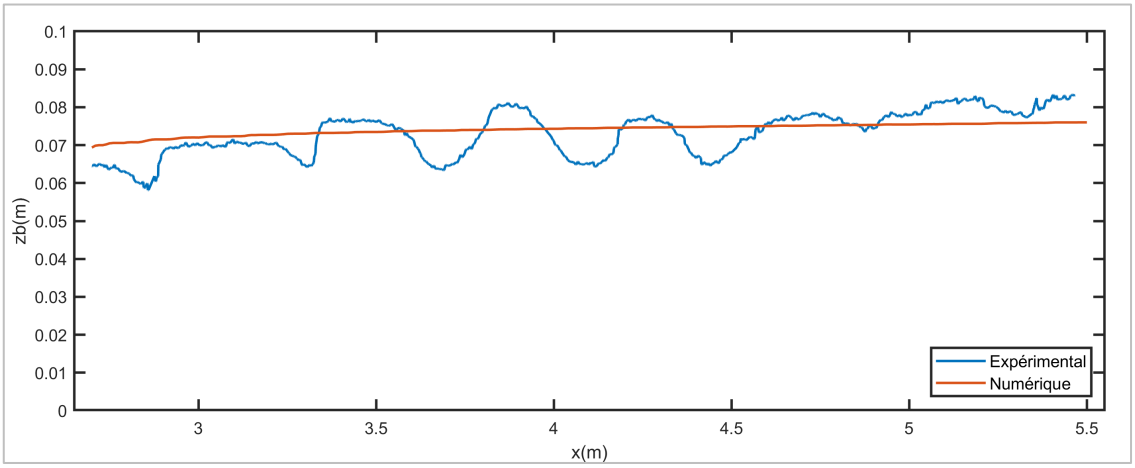


Figure 129 – Profils longitudinaux expérimental et numérique des antidunes dans la Zone 1 après 60 secondes

8.3.2. Évolution du lit de sédiment à l'aval du coude

Malgré les nombreux essais d'optimisation de paramètres afin d'obtenir une représentation numérique du lit la plus proche de la réalité (Chapitre 7), comme le montre la topographie finale à la Figure 128b, l'ampleur de l'érosion et du dépôt dans la courbe n'est toujours pas bien modélisée. L'évolution réelle de ces phénomènes peut être observée dans la partie gauche de la Figure 130 (a, c et e). La partie interne du coude est située sur le côté gauche de la figure, où le dépôt est prononcé. Ce dépôt atteint 12 centimètres de hauteur tandis que l'érosion, en partie externe du coude, descend jusqu'à 2 centimètres. Par comparaison, les Figure 130 b, d et f illustrent l'évolution du niveau du lit, obtenu à partir des simulations numériques aux mêmes intervalles de temps. Ici, le niveau maximum du lit ne dépasse pas 7,8 centimètres et le minimum ne descend pas plus bas que 6,7 centimètres. Cependant, la courbe semble avoir une forme comparable à celle obtenue expérimentalement, avec le dépôt sur la rive gauche et l'érosion sur la rive droite. L'idée générale du profil est donc bien retrouvée par le modèle numérique malgré qu'il minimise fortement l'ampleur de ces phénomènes comme exposé à la Figure 129 où la représentation expérimentale et numérique sont juxtaposées.

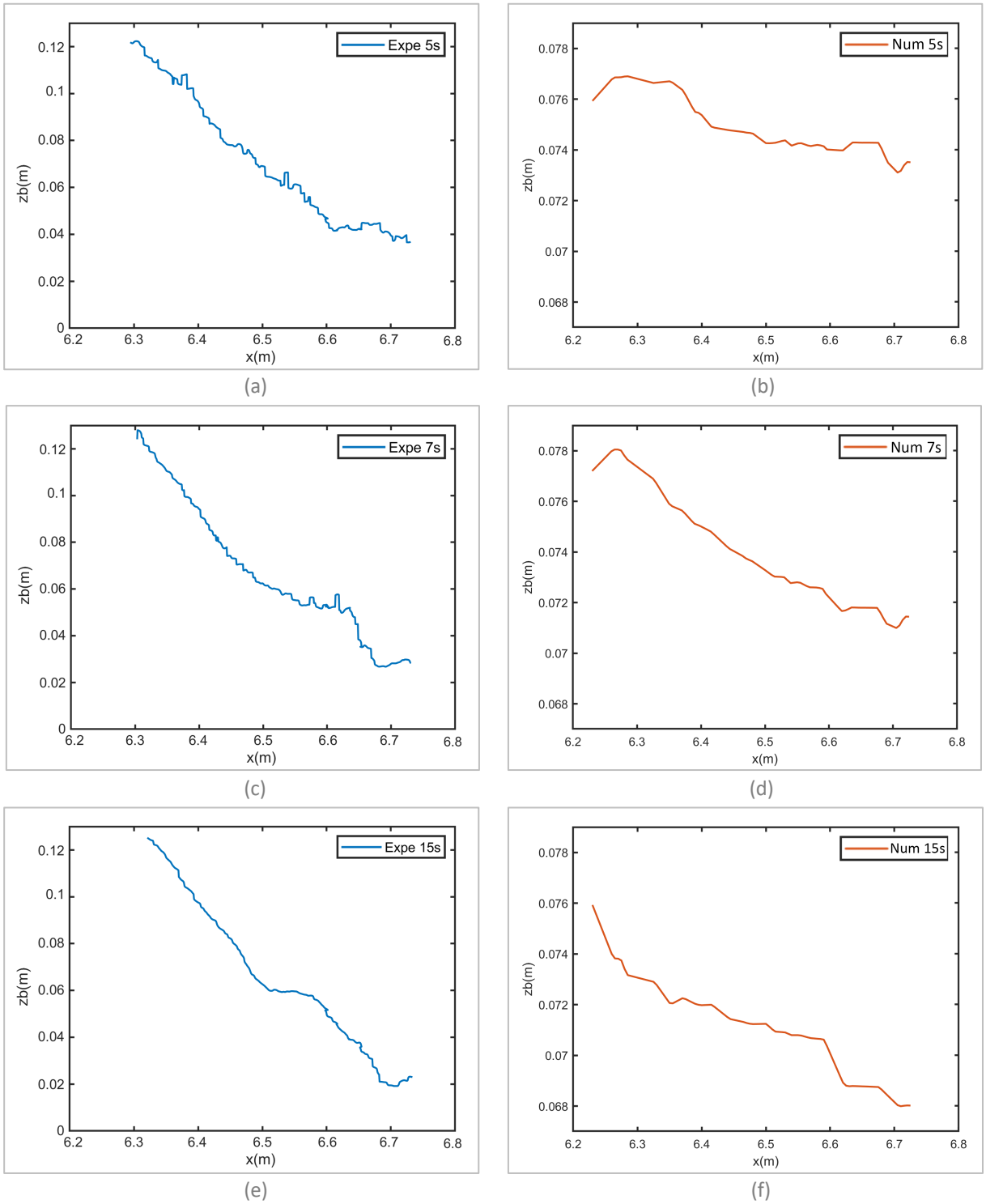


Figure 130 – Évolution du lit dans la Zone 2, expérimentalement (gauche) et numériquement (droite) après 5, 7 et 15 secondes

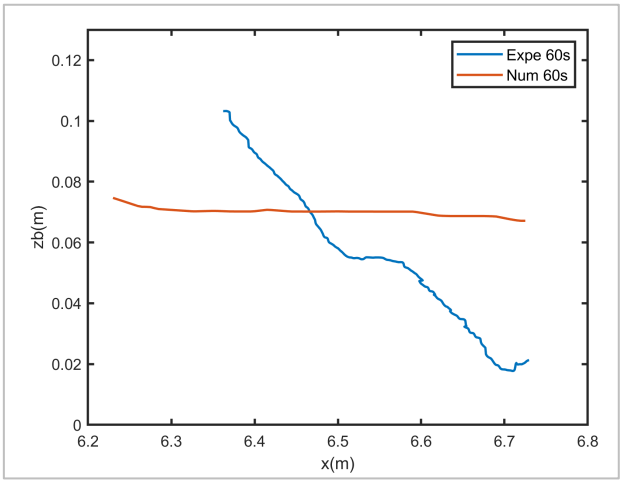


Figure 131 - Évolution du lit dans la Zone 2, expérimentalement et numériquement

Les différences d'amplitude observées peuvent être en partie attribuées au modèle utilisé (CWL 2D) et à son équation de fermeture, bien que des comparaisons entre différentes formules de transport aient été réalisées dans la Section 7.4. En effet, il existe encore d'autres équations de fermeture et les résultats de certaines sont à reconsidérer au vu de leurs irrégularités. Cependant, d'autres modèles d'écoulement peuvent aussi être utilisés et certains mécanismes ayant probablement une influence sur l'évolution du lit ne sont pas pris en compte dans le modèle numérique, tels que la recirculation de l'eau et des sédiments dans le coude. Les courants secondaires, phénomènes de courant tridimensionnels, influencent aussi le transport de sédiment transversalement sur la section du coude (voir Annexe C). En effet, ces recirculations, en ralentissant fortement l'écoulement et en le faisant changer de direction, induisent un dépôt significatif à l'extérieur en amont et à l'intérieur en aval du coude. Le manque de représentation de ces divers phénomènes dans le code explique en grande partie les faibles dépôts et affouillements obtenus numériquement.

Cela ouvre la porte à des améliorations possibles pour le futur qui sont, en grande partie, présentées dans la section suivante.

9. Perspectives

Tout au long de ce travail, certaines comparaisons ont été réalisées afin d'améliorer la concordance entre les résultats numériques et leurs homologues expérimentaux. Cependant, de nombreuses autres améliorations pourraient être apportées tant au code numérique qu'au modèle expérimental pour les compléter et les perfectionner. Le manque de temps et la complexité d'implémentation de certaines pistes ont empêché leur prise en compte dans le cadre de ce mémoire. Néanmoins, la réflexion a été faite et il est intéressant de partager ces quelques idées, dans l'espoir d'aider les recherches futures sur un même sujet.

9.1. Pistes d'amélioration expérimental

Premièrement, tous les résultats obtenus ont été vérifiés en les comparant avec la topographie finale du canal. Pour s'assurer de sa qualité, il serait judicieux d'utiliser une seconde méthode de mesure afin de pouvoir effectuer une comparaison entre les deux topographies obtenues. Plusieurs techniques existent et sont appropriées, notamment la technique de la photogrammétrie (Carlier d'Odeigne et al., 2017).

Ensuite, comme présenté dans la section 6.3.3, les antidunes qui se forment dans la Zone 1 se stabilisent à partir d'une dizaine de secondes. Or, en regardant les mesures obtenues, les profils ont l'air de s'aplatir après le passage du ressaut (6.3.3.1) bien qu'en réalité ils ne bougent pas. Ceci est dû au fait que la calibration n'a été réalisée qu'en présence de grandes hauteurs d'eau dans le canal. Or, lorsque le ressaut remonte jusqu'au réservoir, les hauteurs d'eau dans le canal diminuent fortement et la calibration devrait être modifiée pour prendre en compte ce faible niveau d'eau. Une autre piste d'amélioration serait alors de procéder à une calibration plus large des données dans la Zone 1 puisque celle-ci n'a été réalisée que pour des hauteurs d'eau de plus de 11 centimètres (voir section 6.3.3.1).

Enfin, pour intégrer dans le code numérique les effets des recirculations dans le coude, il serait bien de pouvoir les mesurer expérimentalement. Ceci peut être fait notamment grâce à la technique PTV (*Particle Tracking Velocimetry*) permettant de mesurer la vitesse du fluide en un certain point. Ces mesures pourraient ensuite être insérées dans le code numérique, moyennant un facteur d'échelle, obtenu en réalisant les mesures pour différentes intensités et dispositions de flux.

9.2. Pistes d'amélioration numériques

9.2.1. Prise en compte de la variation verticale des variables

Comme brièvement énoncé à la Section 4.7, les recirculations tridimensionnelles influencent fortement les formes de fond. Or, ces phénomènes ne sont pas encore pris en compte dans le code numérique actuel. Une première analyse a tout de même déjà été réalisée dans le cadre de mémoires à l'Université Catholique de Louvain, notamment par Marilyn (2009) et par Pignon et Walravens (2011). Ces deux travaux proposent des améliorations du code numérique de Soares Frazão et al. (2002 et 2010) pour y inclure respectivement les courants secondaires (voir Annexe C) et la turbulence. Leur ajout dans le code actuel consiste en une première

piste d'amélioration des effets 3D, à tester et à peaufiner car il reste encore des éclaircissements à apporter à la prise en compte de ces phénomènes.

9.2.2. Modèle d'équations

Le modèle utilisé dans ce travail correspond au modèle *Clear-Water-Layer* présenté à la section 2.2.2.1. Il considère une simplification de l'écoulement en deux couches, l'une de sédiments et l'autre d'eau claire. Il a été évalué comme assez représentatif pour des écoulements transitoires rapides mais utilise néanmoins quelques approximations. De ce fait, il serait bien de tester d'autres modèles, comme par exemple le modèle *Two-Layer* qui, comme exposé à la section 2.4, a permis d'obtenir de bons résultats, même dans la reproduction des phénomènes d'antidunes. Ce modèle a été implémenté numériquement par Swartenbroekx lors de sa thèse en 2012 et consiste donc en une idée d'amélioration envisageable pour la représentation numérique des effets sur lit mobile d'une rupture de barrage.

D'autres modèles tel que le Mixture-Layer Model (Van Emelen, 2014) existent et peuvent être susceptibles d'apporter une aide dans cette quête d'optimisation du modèle numérique.

En plus du système général, d'autres équations de fermeture que celles testées dans ce mémoire existent et peuvent être implémentées. Toutes ces formules étant définies expérimentalement, leur efficacité dans la représentation du taux de transport de sédiment ne peut être que difficilement prédite. Une analyse complète de toute autre équation de transport pourrait donc être menée.

9.2.3. Rugosité du lit

Une autre piste d'amélioration peut être trouvée dans la détermination de la rugosité du lit. En effet, le coefficient de Manning utilisé pour représenter la rugosité des grains n'est pas adapté à un écoulement transitoire rapide comme c'est le cas dans ce travail. De plus, les formes de fond créées par le passage de l'écoulement rapide induisent une résistance supplémentaire à l'écoulement. Dès lors, non seulement une nouvelle rugosité des grains pourrait être prise en compte mais aussi une rugosité de forme.

10. Conclusion

Le but de ce travail de fin d'études était d'analyser l'évolution du transport de sédiments suite à une rupture de barrage sur lit mobile dans un canal comprenant un coude à 90°. Plus précisément, l'objectif était de fournir un jeu de données expérimentales fiables et de travailler sur une modélisation numérique la plus précise possible afin de faire concorder les modèles expérimental et numérique.

Ce travail s'inscrivait dans la suite de nombreuses recherches déjà effectuées dans le même domaine dans le but d'y apporter des améliorations et d'aboutir à un modèle reproduisant au mieux la réalité. Les écoulements de rupture de barrage sont difficiles à modéliser car ils impliquent des vitesses intenses et des changements rapides de la morphologie de la vallée. Ce mémoire avait donc comme ambition de donner un aperçu de ce problème et des limites actuelles des approches classiques de modélisation numérique.

Tout au long de ce travail, trois démarches ont été mises en place. La première consistait en l'obtention de mesures expérimentales conformes aux observations réelles. Les niveaux d'eau ont été obtenus à l'aide de détecteurs de distance à ultrasons alors que l'évolution du lit de sédiment a été obtenue grâce à la technique de la feuille laser. Plusieurs étapes ont été nécessaires afin d'atteindre les résultats finaux souhaités. En effet, il a fallu passer par des expériences intermédiaires permettant de soulever et de résoudre divers problèmes. Par exemple, la technique de la feuille laser a posé plusieurs difficultés, notamment en raison de la réfraction du laser sous l'eau ou encore de l'angle de prise de vue de la caméra. Certaines techniques de calibration ont dû être imaginées, réalisées et analysées. Des solutions satisfaisantes ont pu être trouvées et appliquées aux données prises lors de l'expérience afin d'obtenir des résultats finaux concluants, coïncidant avec la réalité.

En parallèle, la deuxième démarche impliquait l'analyse en profondeur du code numérique existant ainsi que l'amélioration des résultats qui en découlent. Plusieurs paramètres ont ainsi été testés tels que des maillages plus ou moins fins ou encore différents coefficients de rugosité du fond. D'autres aspects ont aussi été pris en compte tels que le phénomène de rupture de berge ou l'implémentation de diverses formules de transport. Un problème de condition limite aval a aussi été résolu, notamment par un changement de géométrie du domaine de calcul qui a pu mener à la découverte d'erreurs dans le code source et finalement à leur correction.

Enfin, la dernière démarche portait sur la comparaison des résultats finaux expérimentaux et numériques. Tout d'abord, la comparaison des niveaux d'eau obtenus expérimentalement et numériquement était assez satisfaisante et a permis de valider partiellement le modèle numérique. En revanche, une modélisation exacte du niveau du lit par le code numérique n'a pas pu être obtenue malgré les diverses améliorations apportées et testées. D'une part, dans la partie du canal juste à l'aval de la porte, les formes de fond observées en réalité ne sont pas représentées par le modèle numérique. De l'autre, dans le coude et donc à l'endroit où les phénomènes de dépôt et d'érosion sont les plus importants, une certaine idée de la forme du lit a été retrouvée mais l'ampleur de ces phénomènes était loin d'être représentée correctement.

D'après les comparaisons entre les résultats expérimentaux et numériques, il semble que plusieurs facteurs et processus doivent être pris en compte lors de la modélisation des écoulements transitoires rapides sur lit mobile. Cependant, tous ces processus ne sont pas inclus dans les équations du modèle ce qui amène aux différences constatées. En effet, les phénomènes de recirculation et de courants secondaires notamment ne

sont pas implémentés or ils ont une grande influence sur le transport des sédiments dans les modèles tridimensionnels. De plus, certaines formules utilisées sont empiriques ou non adaptées à de telles conditions d'écoulement et leur validité est dès lors questionnable.

Dans le présent mémoire, l'accent a donc été mis sur la réduction de l'écart entre ces modèles mais elle n'a pas pu être entièrement annihilée. Cependant, un ensemble de données expérimentales relativement fiables a été obtenu et pourra être utilisé pour des recherches futures consacrées aux améliorations du modèle numérique notamment selon les quelques pistes données à la Section 9.

Pour conclure, le travail réalisé tout au long de cette année a apporté quelques améliorations à la modélisation d'un écoulement induit par une rupture de barrage dans un coude à 90°, que ce soit sur le plan expérimental ou sur le plan numérique. Même si la route reste encore longue avant de pouvoir parfaitement modéliser ces écoulements, ce travail a permis d'obtenir des résultats constructifs et d'avancer un peu plus vers une modélisation exhaustive de ces événements.

11. Bibliographie

ABAD Jorge, BUSCAGLIA Gustavo & GARCÍA Marcelo. (2007. *2D stream hydrodynamic, sediment transport and bed morphology model for engineering applications*. Hydrological Processes, 22(10), 1443–1459.

ABOU-HABIB Myriam & MICHAUX Julien. 2017. *Étude expérimentale du transport de sédiments dans un coude à 90 degrés.* Master Thesis, Université Catholique de Louvain, Belgique.

ABRAHAMS A. 2003. *Bed-Load Transport Equation for Sheet Flow*. J. Hydraul. Eng., ASCE, 129(2), 159–163.

ALCRUDO Francisco & GARCIA-NAVARRO Pilar. 1993. *A high-resolution Godunov-type scheme in finite volumes for the 2D shallow-water equations.* International Journal for Numerical Methods in Fluids 1993; 16(6):489–505.

ALEIXO Rui. 2013. *Experimental study of the early stages of a dam-break flow over fixed and mobile beds*. PhD thesis, Université catholique de Louvain, Louvain-la-Neuve, Belgique.

ANCEY Christophe. 2018. *Mécanique des fluides, écoulements à surface libre.* <http://lhe.epfl.ch/cours/bachelor/slides/chapitre5.pdf>. Dernière consultation le 20/05/19.

ASHIDA K. & MICHIUE M. 1972. *Hydraulic Resistance of Flow in an Alluvia Bed and Bed Load Transport Rate*. Proceedings of Japan Society of Civil Engineers, No. 206, 59-69

BARLOW Kirk. 2007. *Damming Statistics*. Article sur internet. <https://www.internationalrivers.org/damming statistics>. Dernière consultation le 22/05/19.

BAUMER SA. 2019. *Détecteurs de proximité à ultrasons UNAM 12N1912/S14*. <https://www.baumer.com/fr/fr/apercu-du-produits/detection-dobjets/detecteurs-a-ultrasons/miniatures/cylindriques/unam-12n1912-s14/p/33957>. Dernière consultation le 14/04/19.

BOURILLET Cédric. 2001. *Les risques de rupture de barrage*. Article sur internet. <http://www.georisques.gouv.fr/articles/le-risque-de-rupture-de-barrage>. Dernière consultation le 22/05/19.

CAMENEN B. & LARSON M. 2005. *A general formula for non-cohesive bed load sediment transport*. Estuarine Coastal Shelf Sci., 63(1–2), 249–260.

CAMINHA Guilherme. 2019. *The CFL condition and how to choose your timestep size.* Article sur internet. <https://www.simscale.com/blog/2017/08/cfl-condition/>. Dernière consultation le 25/05/19.

CAO Zhixian, PENDER Gareth, WALLIS Steve & CARLING Paul. 2004. *Computational dam- break hydraulics over erodible sediment bed*. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 130(7), 689–703.

CAPART Hervé & YOUNG Der-Liang. 2002. *Two-layer shallow water computations of torrential geomorphic*

flows. Proceedings of River Flow 2002, Louvain-la-Neuve, Belgium, September 2002; 1003–1012.

CARLIER D'ODEIGNE Olivier, FRANZINI Fabian, COUTINHO Machado, DA ROSA Guilherme, JANSSENS Nils & SOARES FRAZÃO Sandra. 2017. *Measurement of the free-surface elevation for flows in complex topography using photogrammetry.* SimHydro 2017 – choosing the right model in applied hydraulicas (Nice, du 14/06/2017 au 16/06/2017). In: Philippe Gourbesville, Jean Cunge, Guy Caignaert, Advances in Hydroinformatics, Springer : Singapore2017.

CHANG Howard. 1988. *Fluvial Processes in River Engineering*. Krieger publishing company, Malabar, Florida, 190-224.

CORREIA Luis, KRISHNAPPAN Bommanna & GRAF Walter. 1991. *Laboratory verification of a coupled unsteady flow model*. Proceedings of XXIV IAHR Congress, Madrid, Spain, 1991; 471–480.

COSTANZO Carmelina, MACCHIONE Francesco & VIGGIANI Guiseppe. 2002. *The influence of source terms treatment in computing two-dimensional flood propagation*. Proceedings of River Flow 2002, Louvain-la-Neuve, Belgium, vol. 1, 2002; 277–282.

COURANT Richard, FRIEDRICHS Kurt & LEWY Hans. 1928. *Uber die partiellen Differenzengleichungen der mathematischen physic*. Mathematische Annalen (1928), Volume: 100, page 32-74, ISSN: 0025-5831; 1432-1807/e.

CULBERT B. Laney. 1998. *Computational Gasdynamics*, Cambridge University Press.

DESCANTONS Charles & DUJARDIN Rémi. 2014. *Formation, par débordement, d'une brèche dans une digue en matériau non cohésif.* Master Thesis, Université Catholique de Louvain, Belgique.

Delobbe A & Elslander L. 2003. Modélisation expérimentale de la rupture progressive d'une digue à partir d'une brèche. B. Eng. Thesis, Université catholique de Louvain, Louvain-la-Neuve, Belgique.

DUPUIS Eric & BERTEN Quentin. 2006. *ContactPro IV, manuel d'utilisation.* <https://sites.uclouvain.be/gce/docs/Manuel-ContactPro.pdf>. Dernière consultation le 02/02/19.

FRACCAROLLO Luigi, CAPART Hervé & ZECH Yves. 2003. *A Godunov method for the computation of erosional Shallow water transients*. International Journal for Numerical Methods in Fluids 2003 41(9):951–976.

FU Shui. 1998. *A Profile of Dams in China.* Article sur internet. <https://www.internationalrivers.org/sites/default/files/attached-files/a_profile_of_dams_in_china.pdf>. Dernière consultation le 22/05/19.

GAO Peng. 2008. *Transition between Two Bed-Load Transport Regimes: Saltation and Sheet Flow.* Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 134(3), 340–349.

GAREGNANI Guilia, Rosatti Giorgio & Bonaventura Luca. 2011. Free surface flows over mobile bed: mathematical analysis and numerical modeling of coupled and decoupled approaches. Commun. Appl. Indus. Math. 3(1), 1–22.

GLAISTER P. 1988. *Approximate Riemann solutions of shallow-water equations*. J. Hydraul. Res., 26(3), 293–306.

GOUTIÈRE Laurent, SOARES FRAZÃO Sandra, SAVARY Céline, LARAICHI T. & ZECH Yves. 2008. *One-dimensional model for transient flows involving bed-load sediment transport and changes in flow regimes*. Journal of Hydraulic Engineering (ASCE) 2008; 134(6):726–735.

GOUTIÈRE Laurent, SOARES FRAZÃO Sandra & ZECH Yves. 2008. *Dam-break flow on mobile bed in abruptly widening channel: experimental data*. Journal of Hydraulic Research, 49: 3, 367 — 371.

GUINOT Vincent. 2008. *Wave Propagation in Fluids. Models and Numerical Techniques.* ISTE: London, U.K.

GRECO Massimo, Iervolino Michele, Vacca Andrea & Leopardi Angelo. 2012. *Two-phase modelling of total sediment load in fast geomorphic transients*. Proc. Int. Conf. on Fluvial Hydraul. - River Flow 2012 (1), San Jose, Costa Rica, 643–648.

HARTEN Amiram, LAX Peter & VAN LEER Bram. 1983. *On upstream differencing and Godunov-type schemes for hyperbolic conservation laws*. Journal of Computational Physics, 50, 235–269.

HUBERT Jonathan. 2009. *Écoulement permanent à surface libre.* Article sur internet. < https://edoc.pub/chapitre-2-ecoulement-surface-libre-pdf-free.html>. Dernière consultation le 18/05/19.

HUDSON Justin & SWEBY Peter. 2005. *A high-resolution scheme for the equations governing 2D bed-load sediment transport.* International Journal for Numerical Methods in Fluids 2005; 47:1085–1091.

LANEY Culbert. 1998. *Computational Gasdynamics*. Publié en Décembre 2010 par Cambridge University Press (premièrement publié en 1998). ISBN13: 9780521570695.

LE GRELLE Nicolas, SOARES FRAZÃO Sandra, SPINEWINE Benoit & ZECH Yves. 2007. *Dam-break induced morphological changes in a channel with uniform sediments: measurements by a laser-sheet imaging technique*. Journal of Hydraulic Research, 45, 87-95.

LESTIENNE Camille. 2014. *Barrages: les 5 catastrophes les plus meurtrières en Europe*. Article sur internet. <http://www.lefigaro.fr/histoire/2014/12/02/26001-20141202ARTFIG00078-barrage-les-5-catastrophes-les-plus-meurtrieres-en-europe.php>. Dernière consultation le 21/05/19.

LIU Xiaofeng, LANDRY Blake, GARCIA Marcelo. 2008. *Two-dimensional scour simulations based on coupled model of shallow water equations and sediment transport on unstructured meshes*. Coastal Engineering 2008; 55(10):800–810.

MARYLIN Bernard. 2009. *Étude de l'influence des courants secondaires sur l'écoulement dans un rétrécissement brusque sur fond mobile*. Master Thesis, Université Catholique de Louvain, Belgique.

MEYER-PETER E. & MÜLLER R. 1948. *Formulas for bed load transport.* Proc., 2nd Meeting, IAHR, Stockholm,

Sweden, 39–64.

MURNANE John. 2017. *Formation of dunes and antidunes in rivers.* <http://www3.ul.ie/fowlera/courses/geo/chap5.pdf>. Dernière consultation le 20/05/19.

PALUMBO Anna, SOARES FRAZÃO Sandra, GOUTIERE Laurent, PIANESE D. & ZECH Yves. 2008. *Dam-break flow on mobile bed in a channel with a sudden enlargement*. Proceedings River Flow 2008 International Conference on Fluvial hydraulics, Cesme, vol. 1, 3–5 September 2008; 645–654.

PIGNON Thomas & WALRAVENS Benoit. 2011. *Introduction des contraintes turbulentes dans la modélisation d'un écoulement par volumes finis sur maillage non-structuré*. Master Thesis, Université Catholique de Louvain, Belgique, pp65-74.

PIGNON Thomas & WALRAVENS Benoit. 2011. *Notice d'utilisation complète du programme SFlow2D*. Master Thesis, Université Catholique de Louvain, Belgique.

PINTO MARTINS Débora. 2008. *Aménagements hydroélectriques et impacts sur la dynamique des flux d'eau et de sédiments*. PhD Thesis, Université Lumière Lyon 2, École Doctorale : Sciences Sociales, Environnement, Ville, Sociétés (IRG).

RAHUEL Jean-Luc. 1988. *Modélisation de l'évolution du lit des rivières alluvionnaires à granulométrie étendue*. Institut National Polytechnique de Grenoble: Grenoble, France, 1988.

ROE Phil L. 1981. *Approximate Riemann solvers, parameter vectors and difference scheme*. J. Comput. Phys., 43, 357–372.

SAVARY Céline & ZECH Yves. 2007.*Boundary conditions in a two-layer geomorphological model. Application to a hydraulic jump over a mobile bed*. Journal of Hydraulic Research 2007; 45(3):316–332.

SCHMAUTZ Markus & AUFLEGER Markus. 2002. *Gravel river widening by bank erosion: Theory and results of physical and numerical modelling*. Proceedings of River Flow, Bousmar D., Zech Y. (eds.), Louvain-la-Neuve, Belgium, 1, 639-649.

SLATTERY Gram. 2019. *Death toll climbs amid despair in Brazil after dam collapse*. Article sur internet. <https://www.smh.com.au/world/south-america/search-for-survivors-resumes-amid-despair-in-brazil-after-dam-collapse-20190128-p50u0f.html>. Dernière consultation le 23/05/19.

SMART G.M. & JÄGGI, M.N.R. 1983. *Sediment transport on steep slopes*. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau, Hydrologie und Glaziologie, Vol. 64, Eidgenössische Technische Hochschule (ETH), Zürich, Switzerland.

SOARES FRAZÃO Sandra. 2002. *Dam break induced flows in complex topographies. Theoretical, numerical and experimental approaches.* PhD Thesis, Université Catholique de Louvain, Belgique.

SOARES FRAZÃO Sandra & ZECH Yves. 2010. *HLLC scheme with novel wave-speed estimators appropriate for*

two-dimensional shallow-water flow on erodible bed. Int. J. Numer. Meth. Fluids 2011; 66:1019–1036.

SOARES FRAZÃO Sandra, CANELAS Ricardo, CAO Zhixian, CEA Luis, CHAUDHRY Hanif M., DIE MORAN Aandres, EL KADI Kamal, FERREIRA Rui, FRAGA CADÓRNIGA Ignacio, GONZALEZ-RAMIREZ Noemi, GRECO Massimo, HUANG Wei, IMRAN Jasim, LE COZ Jérôme, MARSOOLI Reza, PAQUIER André, PENDER Garreth, PONTILLO Marianeve, PUERTAS Jeronimo, SPINEWINE Benoit, SWARTENBROEKX Catherine, TSUBAKI Ryota, VILLARET Catherine, WU Weiming, YUE Zhiyuan & ZECH Yves. 2012. *Dam-break flows over mobile beds: experiments and benchmark tests for numerical models*. Journal of Hydraulic Research, 50:4, 364-375.

SOARES FRAZÃO Sandra. 2018. *LGCIV 2053 – Hydraulique fluviale*. Cours de master en Ingénieur civil des constructions. Université Catholique de Louvain, Belgique.

SPINEWINE Benoit, CAPART Hervé, LE GRELLE Nicolas, SOARESFRAZÃO Sandra & Zech Yves. 2002. *Experiments and computations of bankline retreat due to geomorphic dambreak floods*. In Proceedings of River Flow, Bousmar D., Zech Y. (eds.), Louvain-la-Neuve, Belgium, 1, 651-661.

SPINEWINE Benoit, DELOBBE A., ELSLANDER L. & ZECH Yves. 2004. *Experimental investigation of the breach growth process in sand dikes*. Proc. River Flow 2004 (2): 983–991, Naples, Italy.

SPINEWINE Benoit. 2005. *Two-layer flow behaviour and the effects of granular dilatancy in dam-break induced sheet-flow*. Phd Thesis, Université catholique de Louvain, Belgium.

SPINEWINE Benoit & ZECH Yves. 2007. *Small-scale laboratory dam-break waves on movable beds*. Journal of Hydraulic Research 2007; 45(extra issue):73–86.

SPINEWINE Benoit, ALEIXO Rui & CAPART Hervé. 2011. *Intense bedload associated with unsteady dam-break surges*. Proc. River, Coastal and Estuarine Morphodynamics: RCEM 2011, Beijing, China.

STRUIKSMA N., OLESEN Kim Wium, FLOKSTRA C. & DE VRIEND Huib. 1985. *Bed deformation in curved alluvial channels.* Journal of Hydraulic Research, 23(1), 57–79.

SUMER Multu, KOZAKIEWICZ A, FRESDOE Jorgen & DEIGAARD Rolf. 1996. *Velocity and concentration profiles in sheet-flow layer of movable bed*. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 122(10), 549–558.

SWARTENBROEKX Catherine, SOARES FRAZÃO Sandra, STAQUET R. & ZECH Yves. 2010. *Two-dimensional operator for bank failures induced by water-level rise in dam-break flows*. Journal of Hydraulic Research, Vol. 48, no. 3, p. 302-314 (2010). doi:10.1080/00221686.2010.481856.

SWARTENBROEKX Catherine. 2012. *2DH two-layer shallow-water model for flows over mobile beds with erodible banks*. PhD Thesis, Université Catholique de Louvain, Belgique.

TORO Eleuterio Fernando, Spruce M. & Speares W. 1994. *Restoration of the contact surface in the HLL Riemann solver*. Shock Waves 1994; 4:25–34.

TORO Eleuterio Fernando. 1997. *Riemann Solvers and Numerical Methods for Fluid Dynamics. A Practical Introduction.* Springer: Berlin, Germany, 1997.

TORO Eleuterio Fernando. 2001. Shock-Capturing Methods for Free-Surface Shallow Flows. Wiley, New-York.

VAN EMELEN Sylvie, SWARTENBROEKX Catherine, ZECH Yves & SOARES FRAZÃO Sandra. 2011. *Numerical modelling of the breaching process in an earthen dike*. Proc. 5th international conference on Advanced COmputational Methods in ENgineering (ACOMEN 2011), Liège, Belgium.

VAN EMELEN Sylvie. 2014. *Breaching processes of river dikes: effects on sediment transport and bed morphology.* PhD Thesis, Université Catholique de Louvain, Belgique.

VISCHER Daniel & HAGER Willi. 1998. *Dam Hydraulics 1st edition*. Wiley series in water resource engineering. Wiley editions published in 1998. ISBN10 0471972894.

YOUNG Hugh, FREEDMAN Roger & FORD Lewis. 2008. *University phyiscs with modern physics, 13th edition.* ISBN-13: 978-0-321-69686-1, p 1082.

WEINSTEIN Eric. 2018. "Voronoi Diagram." From Mathworld : A Wolfram Web Resource. <http:// mathworld.wolfram.com/VoronoiDiagram.html>. Dernière consultation le 25/05/19.

WILSON K. C. 1987. *Analysis of bed-load motion at high shear stress.* J. Hydraul. Eng., ASCE, 113(1), 97–103.

WONG M. & PARKER G. 2006. *Reanalysis and correction of bed-load relation of Meyer-Peter and Müller using their own database*. J. Hydraul. Eng., ASCE, 132(11), 1161–1168.

WU Weiming & WANG Sam. 2000. *Nonuniform sediment transport in alluvial rivers*. J. Hydraul. Res., 38(6), 427–434

WU Weiming & WANG Sam. 2008. *One-dimensional explicit finite-volume model for sediment transport with transient flows over movable beds.* Journal of Hydraulic Research, 46(1), 87–98.

ZECH Yves, SOARES FRAZÃO Sandra, SPINEWINE Benoit & LE GRELLE Nicolas. 2008. *Dam-break induced sediment movement: Experimental approaches and numerical modelling.* Journal of Hydraulic Research Vol. 46, No. 2 (2008), pp. 176–190.

Annexes

A. Benchmark Test

Résumé des différents modèles de simulation des douze équipes de chercheurs, dans le cadre du test de comparaison mené sur le dispositif représenté à la Figure 20. Le Tableau 10 est issu de l'article de Soares Frazão et al. (2012). Les différentes abréviations sont définies dans le Tableau 11.

Modellers	Name	Equations	Sediment closure	Num. sch.	Mesh	DBC
IST, Portugal Canelas and Ferreira (2010)	IST	Inert. coupl SW+Eq. (5)+NE	Ferreira *et al.* (2009) sheet flow formulae	FV Flux vector splitting	Triangles 0.01 m	W
Wuhan Univ., China Cao *et al.* (2010)	WUH	Mixture cont. and momentum	q_s: MPM	FV Approx. Riem. solver	Square 0.02 m	O
Univ. La Coruña, Spain Cea *et al.* (2010)	COR1	SW+Eq. (4)+NE	τ_c^*: Parker q_s: MPM	FV Roe	Rectangles 0.06 m	C
	COR2		τ_c^*: Parker q_s: Van Rijn			
	COR3		τ_c^*: Shields q_s: Van Rijn			
EDF, France Die Moran *et al.* (2010)	EDF1	SW+Eq. (4)	MPM	FE implicit for flow	Triangles 0.20 m	O
	EDF2			FV for sediment transport	Triangles 0.10 m	
FLO-2D, USA Gonzalez-Ramirez (2010)	RF2D1	SW+Eq. (4)	q_s: Ackers-White	FE Galerkin	Triangles 0.06 m	O
	RF2D2		q_s: MPM	weighted residual		
	RF2D3		q_s: Yang	method		
IRSTEA, France (former Cemagref) Paquier and Le Coz (2010)	CEM1	SW+Eq. (5)	τ_c^* 0.047, lag 1 m q_s: MPM	FV Roe	Rectangles 0.10 m	W/O
	CEM2		τ_c^* 0.047, lag 0.1 m q_s: MPM	second-order MUSCL		W
	CEM3		τ_c^* 0.15, lag 1 m q_s: MPM			W
Univ. of Naples, Italy Pontillo and Greco (2010)	UNA1	SW two-phase NE	Drag $C_d = 0.30$	FV Predictor -corrector	Rectangles 0.10 m	O
	UNA2		Drag $C_d = 0.05$			
UCL, Belgium Soares-Frazão (2010)	UCL1	SW+Eq. (4)	q_s: MPM	FV HLL	Triangles 0.05 m	W
UCL, Belgium Spinewine (2010)	UCL2	Two-layer	Bed shear stress	FV HLL	Rectangles 0.02 m	W
UCL, Belgium Swartenbroekx (2010)	UCL3	Two-layer	Bed shear stress	FV HLL	Triangles 0.05 m	W
Hiroshima Univ., Japan Tsubaki (2010)	HIR	SW+Eq. (4)	q_s: Ashida-Michiue	FV FDS	Triangles 0.05 m	O
Univ. of Mississippi, USA Wu and Marsooli (2010)	MISS	GSW+Eq. (5)+NE	q_s: Wu, total load	FV HLL	Rectangles 0.025 m	O

Tableau 10 – Résumé des modèles de simulation numérique

Type	Abréviation	Nom Complet	Commentaires
Equations	**SW**	Equations en eau peu profonde (shallow-water)	Conservation de masse et de quantité de mouvement de l'écoulement.
	Eq (4)	Équation d'Exner	Conservation de masse des sédiments $(1-\varepsilon_0)\frac{\partial z_b}{\partial t}+\frac{\partial q_{s,x}}{\partial x}+\frac{\partial q_{s,y}}{\partial y}=0$
	Eq (5)	Équation d'advection pour la concentration de sédiments	Conservation de masse des sédiments $\frac{\partial hC}{\partial t}+\frac{\partial q_x C}{\partial x}+\frac{\partial q_y C}{\partial y}=E-D=-(1-\varepsilon_0)\frac{\partial z_b}{\partial t}$
	NE	Modèle Non-Équilibré de transport de sédiment	
	Two-phase	Equations du modèle à deux phases	Considère explicitement l'inertie des sédiments mobilisés.
	Two-layer	Equations du modèle à deux couches	Utilise deux équations de conservation (eau et sédiments) et quatre équations de de conservation de la quantité de mouvement. Considère explicitement l'inertie des sédiments mobilisés.
Équation de fermeture	**MPM**	Meyer-Peter—Müller	Formule pour définir le taux de sédiments transportés par charriage
	Parker	Parker et al. (2003)	Contrainte de cisaillement critique imposée.
Schéma Numérique	**FV**	Volumes-finis	
	FE	Éléments finis	
	HLL	Harten-Lax-Van Leer	Solveur utilisé pour calculer les flux aux interfaces.
Condition limite aval (DBC)	**W**	Condition de Mur (Wall)	
	O	Condition d'écoulement libre (Open)	

Tableau 11 – Définitions des abréviations utilisées dans la table précédente

B. Dérivées partielles des formules de transport

Premièrement, voici un rappel des définitions mathématiques des paramètres adimensionnels.
Contrainte de cisaillement

$$\tau_* = \frac{n^2 q^2}{(s-1) d h^{\frac{7}{3}}}$$

Débit unitaire solide

$$q_{s_*} = \frac{q_s}{\sqrt{(s-1) g d_{50}^3}}$$

Vitesse de frottement

$$u_* = \sqrt{gRS_f} \cong \sqrt{ghS_f}$$

Les différentes formules de transport sous leur forme dimensionnelle ainsi que leurs dérivées selon le débit de l'écoulement q et selon la hauteur d'eau h sont présentées ci-dessous.

Meyer-Peter—Müller

$$q_{s,MPM}(q,h) = 8\sqrt{g(s-1)d_{50}^3} \times (\tau_* - 0{,}047)^{\frac{3}{2}}$$

$$\frac{\partial q_{s,MPM}}{\partial q} = 12\sqrt{g(s-1)d_{50}^3} \times (\tau_* - 0{,}047)^{\frac{1}{2}} \times \frac{2n^2 q}{(s-1) d_{50} h^{\frac{7}{3}}}$$

$$\frac{\partial q_{s,MPM}}{\partial h} = -12\sqrt{g(s-1)d_{50}^3} \times (\tau_* - 0{,}047)^{\frac{1}{2}} \times \frac{7n^2 q^2}{3(s-1) d_{50} h^{\frac{10}{3}}}$$

Wong & Parker

$$q_{s,WP}(q,h) = 3{,}97\sqrt{g(s-1)d_{50}^3} \times (\tau_* - 0{,}0495)^{\frac{3}{2}}$$

$$\frac{\partial q_{s,WP}}{\partial q} = 5{,}955\sqrt{g(s-1)d_{50}^3} \times (\tau_* - 0{,}047)^{\frac{1}{2}} \times \frac{2n^2 q}{(s-1) d_{50} h^{\frac{7}{3}}}$$

$$\frac{\partial q_{s,WP}}{\partial h} = -5{,}955\sqrt{g(s-1)d_{50}^3} \times (\tau_* - 0{,}047)^{\frac{1}{2}} \times \frac{7n^2 q^2}{3(s-1) d_{50} h^{\frac{10}{3}}}$$

Wu et al.

$$q_{s,Wu}(q,h) = 0{,}0053\sqrt{g(s-1)d_{50}^3} \times \left(\left(\frac{n'}{n}\right)^{1.5}\left(\frac{1}{0{,}03}\right)(\tau_* - 0{,}03)\right)^{2{,}2}$$

$$\frac{\partial q_{s,Wu}}{\partial q} = 0{,}01166\sqrt{g(s-1)d_{50}^3} \times \left(\left(\frac{1}{0{,}03}\right)(\tau_* - 0{,}03)\right)^{1{,}2} \times \frac{2n^2 q}{0{,}03(s-1) d_{50} h^{\frac{7}{3}}}$$

$$\frac{\partial q_{s,Wu}}{\partial h} = -0{,}01166\sqrt{g(s-1)d_{50}^3} \times \left(\left(\frac{1}{0{,}03}\right)(\tau_* - 0{,}03)\right)^{1{,}2} \times \frac{7n^2 q^2}{0{,}09(s-1) d_{50} h^{\frac{10}{3}}}$$

Camenen & Larson

$$q_{s,CL}(q,h) = 12\sqrt{g(s-1)d_{50}^3} \times \tau_*^{1,5} \times e^{\left(-4{,}5\frac{0{,}047}{\tau_*}\right)}$$

$$\frac{\partial q_{s,CL}}{\partial q} = 12\sqrt{g(s-1)d_{50}^3} \times \left[\left(1{,}5\tau_*^{0,5} \times \frac{2n^2q}{(s-1)d_{50}h^{\frac{7}{3}}}\right) e^{\left(-4{,}5\frac{0{,}047}{\tau_*}\right)} + \tau_*^{1,5}\left(0{,}2115e^{\left(-4{,}5\frac{0{,}047}{\tau_*}\right)} \times \frac{2n^2q}{\tau_*^2(s-1)d_{50}h^{\frac{7}{3}}}\right)\right]$$

$$\frac{\partial q_{s,CL}}{\partial h} = 12\sqrt{g(s-1)d_{50}^3} \times \left[\left(-1{,}5\tau_*^{0,5} \times \frac{7n^2q^2}{3(s-1)d_{50}h^{\frac{10}{3}}}\right) e^{\left(-4{,}5\frac{0{,}047}{\tau_*}\right)} + \tau_*^{1,5}\left(-0{,}2115e^{\left(-4{,}5\frac{0{,}047}{\tau_*}\right)} \times \frac{7n^2q^2}{\tau_*^2 3(s-1)d_{50}h^{\frac{10}{3}}}\right)\right]$$

Ashida & Michiue

$$q_{s,AM}(q,h) = 17\sqrt{g(s-1)d_{50}^3} \times (\tau_* - 0{,}05) \times (\tau_*^{0,5} - 0{,}05^{0,5})$$

$$\frac{\partial q_{s,AM}}{\partial q} = 17\sqrt{g(s-1)d_{50}^3} \times \left[\left(\frac{2n^2q}{(s-1)d_{50}h^{\frac{7}{3}}}\right)(\tau_*^{0,5} - 0{,}05^{0,5}) + (\tau_* - 0{,}05)\left(\frac{2n^2q}{2\tau_*^{0,5}(s-1)d_{50}h^{\frac{7}{3}}}\right)\right]$$

$$\frac{\partial q_{s,AM}}{\partial h} = 17\sqrt{g(s-1)d_{50}^3} \times \left[\left(-\frac{7n^2q^2}{3(s-1)d_{50}h^{\frac{10}{3}}}\right)(\tau_*^{0,5} - 0{,}05^{0,5}) + (\tau_* - 0{,}05)\left(-\frac{7n^2q^2}{6\tau_*^{0,5}(s-1)d_{50}h^{\frac{10}{3}}}\right)\right]$$

Smart & Jäggi

$$q_{s,SJ}(q,h) = 4{,}2\sqrt{g(s-1)d_{50}^3}\left(\frac{u}{u_*}\right)S_f^{0,6}{\tau_*}^{0,5}(\tau_* - \tau_{*C}(\alpha_0))$$

avec

$$\begin{cases} \tau_{*_c}(\alpha_0) = 0{,}06 \times \cos\alpha_0\left(1 - \dfrac{\tan\alpha_0}{\tan\varphi}\right) \\ \dfrac{u}{u_*} = \dfrac{q}{h\sqrt{ghS_f}} \\ S_f = \left(un\,R^{-\frac{2}{3}}\right)^2 = u^2n^2h^{-\frac{4}{3}} = \dfrac{n^2q^2}{h^{10/3}} \end{cases}$$

$$\frac{\partial q_{s,SJ}}{\partial q} = 4{,}2 \times \left(\left(\frac{4{,}2 \times n^{3,2}q^{3,2}}{(s-1)h^{16/3}}\right) - \left(\frac{2{,}2 \times \tau_{*_c}(\alpha_0) \times n^{1,2}q^{1,2}d_{50}}{h^{25/6}}\right)\right)$$

$$\frac{\partial q_{s,SJ}}{\partial h} = 4{,}2 \times \left(\left(\frac{-16 \times n^{3,2}q^{4,2}}{3(s-1)h^{19/3}}\right) - \left(\frac{-25 \times \tau_{*_c}(\alpha_0) \times n^{1,2}q^{2,2}d_{50}}{6h^{31/6}}\right)\right)$$

Wilson

$$q_{s,Wi} = 11{,}8\sqrt{g(s-1)d_{50}^3}\,\tau_*^{1,5}$$

$$\frac{\partial q_{s,Wi}}{\partial q} = 11{,}8 \times 1{,}5\tau_*^{0,5} \times \frac{2n^2q}{(s-1)d_{50}h^{7/3}}$$

$$\frac{\partial q_{s,Wi}}{\partial h} = 11{,}8 \times 1{,}5\tau_*^{0,5} \times \frac{7n^2q^2}{3(s-1)d_{50}h^{\frac{10}{3}}}$$

Abrahams

$$q_{s,Ab} = \sqrt{g(s-1)d_{50}^3}\left(\frac{u}{u_*}\right)\tau_*^{1.5} = \sqrt{\frac{d_{50}}{s-1}} \times \frac{nq^2}{h^{9/2}}$$

$$\frac{\partial q_{s,Ab}}{\partial q} = 2 \times \sqrt{\frac{d_{50}}{s-1}} \times \frac{nq}{h^{9/2}}$$

$$\frac{\partial q_{s,Ab}}{\partial h} = -\frac{9}{2}\sqrt{\frac{d_{50}}{s-1}} \times \frac{nq^2}{h^{11/2}}$$

C. Courants secondaires

Dans le mémoire de Marilyn (2009), les courants secondaires sont décrits ainsi que leur impact sur l'hydrodynamique de l'écoulement et sur le transport sédimentaire. Les courants secondaires peuvent être hélicoïdaux ou en spirale. Ils ont une grande influence sur la topographie finale adoptée par la courbe de la rivière car ils redistribuent les vitesses ainsi que les contraintes de cisaillement sur le fond (voir Figure 132).

D'un point de vue hydrodynamique, cela signifie que la vitesse transversale a une direction inverse à proximité du fond et proche de la surface libre. En plus du courant hélicoïdal principal (cellule principale), une zone de recirculation, appelée cellule de rive, se crée dans la partie supérieure de l'écoulement, proche de la rive concave (voir Figure 133). Elle tend à protéger les hauteurs de la rive extérieure, en formant une zone tampon.

D'un point de vue géomorphologique, cela engendre un remodelage de la section transversale au droit de la courbe. En effet, les sédiments du bord extérieur de la courbe sont érodés petit à petit par le courant et sont entrainés vers le bord intérieur. Un affouillement se crée alors proche de la rive extérieure tandis qu'un dépôt s'installe en rive intérieure.

En plus de cette érosion et dépôt, les courants induisent un transport longitudinal, des ruptures de berges et donc des changements de géométrie des sections transversales, etc. L'ensemble de ces processus montrent l'importance d'insérer ce phénomène de courants secondaires dans le cas d'un canal muni d'un coude à 90°.

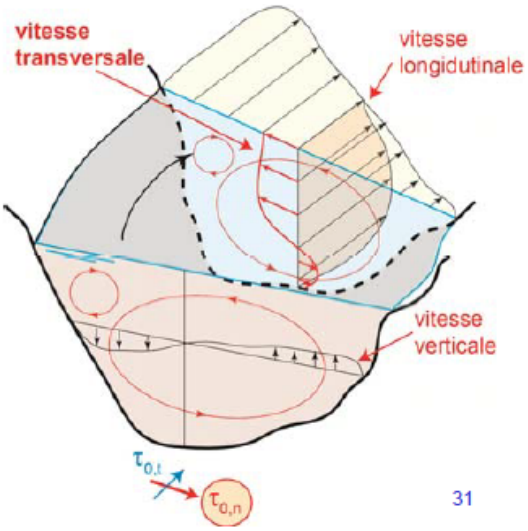


Figure 132 - Distribution des vitesses dans une partie courbe d'un canal due aux courants secondaires (Soares Frazão, 2018)

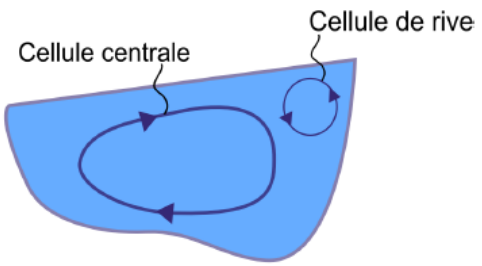


Figure 133 - Cellules de recirculation dues aux courants secondaires (Marilyn,2009)

UNIVERSITÉ CATHOLIQUE DE LOUVAIN
École polytechnique de Louvain
Rue Archimède, 1 bte L6.11.01, 1348 Louvain-la-Neuve, Belgique | **www.uclouvain.be/epl**