

Évaluation du risque d'affouillement à l'aval des barrages de la Sambre équipés de centrales hydroélectriques

Mémoire présenté par
Bastien BAIX , Félix PIRSON

en vue de l'obtention du grade de Master
Ingénieur civil des constructions

Promoteur(s)
Catherine SWARTENBROEKX, Didier BOUSMAR

Lecteur(s)
Benoît PARDOEN, Benoît SPINewINE

Année académique 2017-2018

Avant toute chose, nous tenons à remercier toutes les personnes nous ayant soutenus durant la réalisation de ce travail.

Nous pensons en premier lieu à nos promoteurs, Madame Catherine Swartenbroekx et Monsieur Didier Bousmar. Nous les remercions pour leurs conseils et suivis sans quoi ce travail n'aurait pas pu voir le jour. Nous tenons également à remercier le personnel du Laboratoire des Recherches Hydrauliques de Châtelet pour leur accueil chaleureux.

Nous remercions enfin nos familles pour leur soutien durant cette année académique et de manière générale dans l'ensemble de notre parcours universitaire.

Table des matières

1	Sujet de l'étude	5
1.1	Contexte	5
1.2	Objectifs du mémoire	7
1.3	Structure du rapport	8
2	Modèle expérimental	9
2.1	Rappel théorique	9
2.1.1	Lois de similitude	9
2.1.2	Sédimentologie	12
2.2	Présentation du modèle	15
2.3	Appareils de mesure	17
2.3.1	HydroCAP	17
2.3.2	Débitmètre	17
2.3.3	Sonde de vitesse	18
2.3.4	Echosondes	24
2.3.5	Maillage des points de mesures	24
2.4	Risques d'erreurs	26
2.4.1	Imprécisions	26
2.4.2	Méthodologie de mise en route	27
2.5	Champs de vitesse	28
2.5.1	Configurations testées	28
2.5.2	Validation des résultats	29
2.6	Érosion	35
2.6.1	Caractéristiques de la Sambre	35
2.6.2	Choix des sédiments à tester	37
2.6.3	Essais avec sable de quartz	38
2.6.4	Essais avec coquilles de noix	39
3	Modèle numérique	41
3.1	Démarche	41
3.2	L'environnement informatique	42
3.3	Procédure	43
3.3.1	Génération du maillage	43
3.3.2	Paramétrisation	44
3.3.3	Résolution par TELEMATC	44
3.3.4	Résolution par Sisyphe	45
3.3.5	Représentation des résultats	45
3.3.6	Analyse des résultats	45
3.4	TELEMATC2D	45
3.4.1	Résolution	45
3.4.2	Condition initiale	46

3.4.3	Conditions aux limites	46
3.4.4	Durée	47
3.4.5	Turbulence	48
3.5	Sisyphe	49
3.5.1	Couplage	49
3.5.2	Résolution	50
3.5.3	Fond non érodable	51
3.5.4	Déroulement des tests	53
4	Analyse des vitesses	54
4.1	Modèle expérimental	54
4.2	Modèle numérique	57
4.2.1	Affleurement sous vanne	57
4.2.2	Résultats	57
4.3	Comparaison	60
5	Étude de l'érosion	65
5.1	Modèle expérimental	65
5.1.1	Méthodologie	65
5.1.2	Résultats	65
5.2	Modèle numérique	71
5.2.1	Radier non érodable	72
5.2.2	Radier érodable	74
5.2.3	Analyse qualitative	75
5.3	Comparaison	78
6	Perspectives	80
6.1	Vanne en sous-verse	80
6.2	Mesure de la vitesse	82
6.3	Mesure de l'érosion	82
6.3.1	Distorsion de pente	82
6.3.2	Choix des sédiments	84
6.4	Modélisation numérique de l'érosion	85
	Conclusion	86
	Annexes	87
	Liste des essais réalisés au laboratoire	87
	Dispersion statistique de la mesure de vitesse	88
	Fichier de paramètres TELEMAT-2D	90
	Fichier de paramètres TELEMAT-2D pour couplage avec Sisyphe	91
	Fichier de paramètres Sisyphe	92
	Table des figures	94
	Liste des tableaux	95
	Bibliographie	97

Chapitre 1

Sujet de l'étude

1.1 Contexte

En Belgique, la plupart des rivières sont rendues navigables grâce à la présence de barrages et d'écluses. La présence de ces barrages entraîne une différence de niveau d'eau brusque entre l'amont et l'aval de ces dispositifs. On peut alors exploiter la chute d'eau grâce à l'installation de centrales hydroélectriques qui permettent de produire de l'énergie durable. Le plus souvent, elles consistent en des turbines ou des hélices qui se mettent en mouvement sous l'effet de la chute d'eau. Ces centrales fleurissent un peu partout en Wallonie et le barrage de Marcinelle situé sur la Sambre a été l'un des premiers à en être équipé.

Ce barrage se situe donc sur la Sambre au sud-ouest de Charleroi à environ 40 km du point où la Sambre entre en Belgique. La Sambre est une rivière franco-belge prenant sa source à Le Nouvion-en-Thiérache et se jetant dans la Meuse 190 km plus loin, à Namur (Figure 1.1).



FIGURE 1.1 – Situation géographique du barrage de Marcinelle

Le barrage de Marcinelle (encadré en bleu sur le Figure 1.1) jouxte une écluse et est divisé en 2 pertuis de 12,5 m chacun. C'est sur l'un de ces pertuis qu'a été installée la centrale. Sur la Figure 1.2, le barrage est représenté en 3 dimensions. Sur le pertuis de gauche (à droite sur la Figure) sont installées les 2 turbines hydroélectriques.

L'écluse et le barrage sont séparés par un môle qui se prolonge jusqu'à une pile de pont de chemin de fer (Figure 1.3).



FIGURE 1.2 – Représentation en 3 dimensions du barrage de Marcinelle

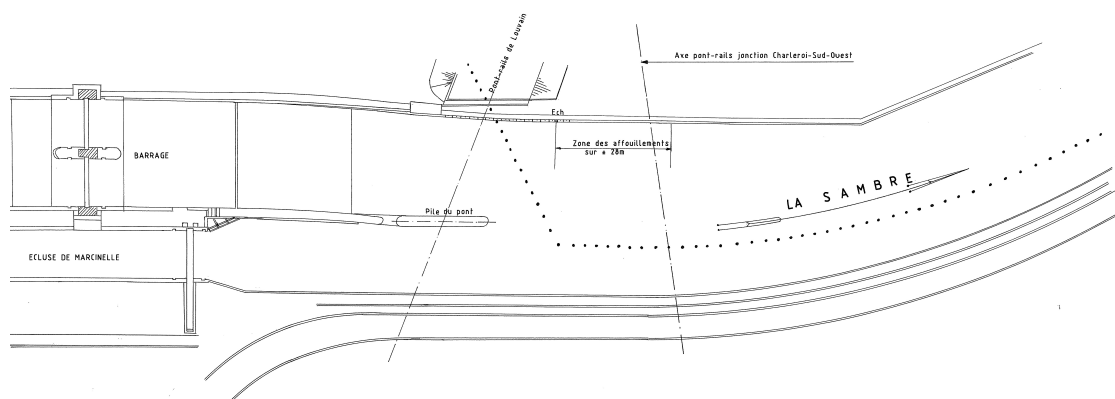


FIGURE 1.3 – Vue en plan du barrage, du môle et de la pile de pont

En 2010, les turbines hydroélectriques ont été installées sur le pertuis gauche du barrage. Pour les besoins du chantier, le pertuis a dû être fermé. C'est également à ce moment-là que des crues importantes ont eu lieu. Ces crues se sont ajoutées à d'autres facteurs et ont entraîné une érosion importante du fond de la Sambre situé en aval du barrage. Cette érosion est devenue critique lorsqu'elle a mis en péril la stabilité de la pile de pont de chemin de fer. Les relevés bathymétriques de janvier 2011 (Figure 1.4) ont révélé qu'un tiers de la fondation de la pile n'était plus soutenue. Le trafic sur ce pont a même dû être interrompu pour éviter tout accident jusqu'à ce que des travaux de consolidation soient exécutés. Plusieurs facteurs sont à pointer du doigt : l'élargissement brusque de la section au droit de la pile de pont, un débit important et un arrière radier déjà endommagé.

Premièrement, la pile de pont prolonge le môle, c'est-à-dire que l'écoulement en provenance de l'écluse a un débit quasi nul alors que l'entièreté du débit de la Sambre passe à gauche du môle.

Deuxièmement, comme le pertuis en rive gauche était fermé, l'entièreté du débit de la Sambre en crue se concentrait dans le pertuis longeant le môle, ce qui a augmenté les

vitesses. De novembre 2010 à janvier 2011, des débits très élevés ont été observés sur la Sambre suite à d'importantes pluies.

Enfin, l'arrière radier du barrage n'était pas dimensionné pour compenser un affouillement important et est entré en rupture.

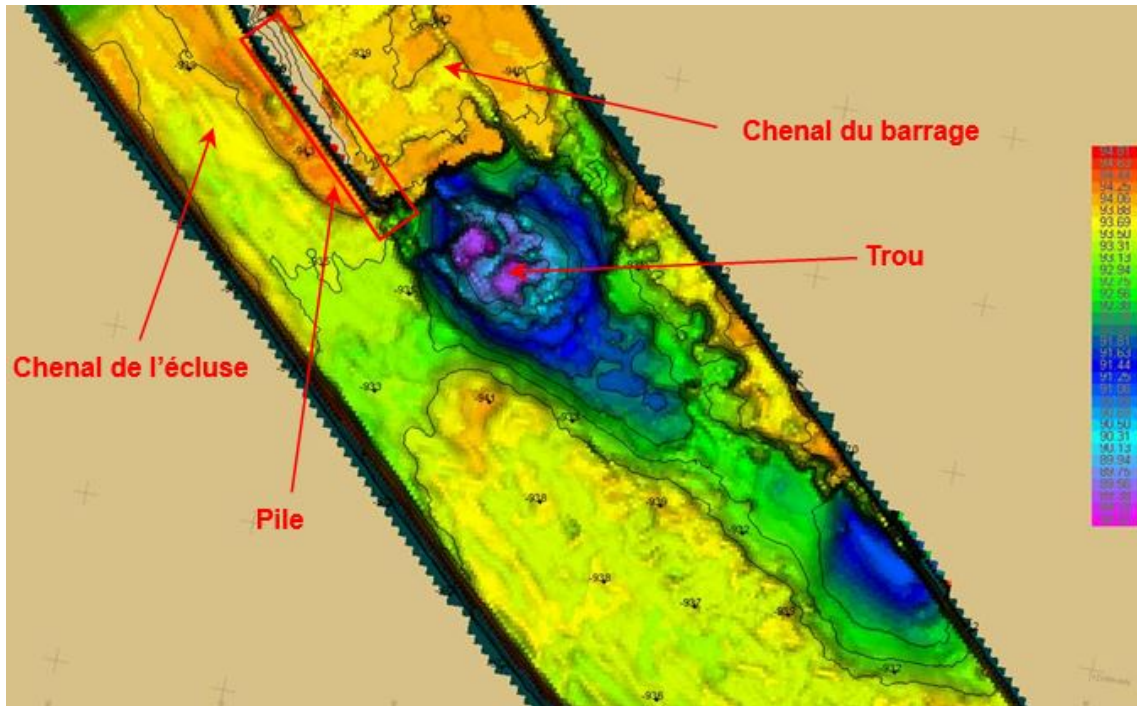


FIGURE 1.4 – Relevé bathymétrique à l'extrémité du môle.

Ce cas d'affouillement critique démontre plusieurs choses. Tout d'abord, la puissance d'érosion de l'eau en rivière peut entraîner des dégâts importants lorsque les ouvrages ne sont pas prévus pour y résister. Ensuite, le protocole d'ouverture des pertuis en fonction des débits de la Sambre se doit d'être précis et respecté pour éviter à tout prix des situations où le courant pourrait abîmer les structures.

Un facteur défavorable pour les barrages de la Sambre est que ceux-ci ne comportent que deux pertuis. Sur la Meuse par exemple, les barrages comptent 3 ou 4 pertuis, ce qui laisse une marge de manoeuvre plus grande en cas de travaux d'entretien ou de rénovation.

1.2 Objectifs du mémoire

Le sujet de la présente étude sera de caractériser l'érosion constatée sur terrain en suivant deux méthodes. Un premier volet expérimental étudie la problématique à l'aide d'un modèle réduit. Tandis que le deuxième volet concerne l'utilisation d'un modèle numérique.

La partie expérimentale réalisée au Laboratoire des Recherches Hydrauliques du Service Public de Wallonie à Châtelet se déroule sur un modèle réduit du barrage de Marcinelle. Ce modèle réduit à l'échelle 1/50 reproduit à l'identique la situation sur plusieurs centaines de mètres dans la réalité et comprend une fosse d'érosion qui permet d'étudier les phénomènes d'affouillement.

La partie numérique de l'étude est réalisée quant à elle au moyen du programme TE-LEMAC/Sisyphé, un logiciel de modélisation d'écoulements et d'évolution morphologique de lits de rivières. La complémentarité des 2 parties est la suivante : le modèle obtenu numériquement pourra être vérifié expérimentalement. Le but étant de pouvoir valider un modèle numérique suffisamment fiable pour ensuite être généralisé à d'autres barrages de la Sambre. L'intérêt d'un modèle numérique serait de pouvoir se passer du modèle réduit qui est coûteux et qui demande beaucoup de temps d'étude.

Ce mémoire s'inscrit dans la continuité du travail de fin d'études réalisé en 2015 par C. Haumont et T. Racot (UCL 2015 [7]). Ce TFE visait à identifier les combinaisons de débits/ouvertures de pertuis qui auraient favorisé l'érosion.

1.3 Structure du rapport

Ce présent travail se décompose en six chapitres principaux.

Après ce chapitre introductif, nous présenterons le modèle expérimental. Cette première partie aura pour but de familiariser le lecteur à l'étude sur modèle réduit grâce à la présentation des appareils utilisés ainsi que des différentes configurations que nous avons testées.

Dans un second temps, nous procéderons à la présentation du modèle numérique. La compréhension du travail de modélisation implique un rappel théorique des équations de l'hydraulique régissant un écoulement à surface libre avec présence de sédiment. Il est également indispensable d'éclairer le lecteur sur le fonctionnement de TELEMAC2D ainsi que de l'extension Sisyphé.

Ces deux premières parties constituent la base théorique et la présentation de la méthodologie de l'étude indispensable à compréhension des résultats présentés par la suite. Le quatrième chapitre concerne les champs de vitesse tandis que le cinquième traitera de l'érosion. Pour ces deux parties, la structure est similaire. Nous analyserons d'abord séparément les résultats expérimentaux et numériques pour ensuite pouvoir les confronter.

Enfin, le dernier chapitre énumérera quelques pistes d'amélioration et d'approfondissement du sujet étudié.

Chapitre 2

Modèle expérimental

Ce chapitre est consacré à l'étude des phénomènes liés à un écoulement dans un modèle réduit. Pour cela, nous commencerons par un bref rappel des notions les plus importantes lors de l'utilisation d'un modèle réduit. Nous présenterons ensuite le modèle expérimental sur lequel nous avons travaillé. Cela comprend le modèle réduit dont nous disposons au Laboratoire des Recherches Hydrauliques de Chatêlet ainsi que les différents appareils de mesures qui équipent le modèle. Nous détaillerons enfin les différentes configurations testées pour la réalisation de ce travail ainsi que le processus expérimental adopté.

2.1 Rappel théorique

2.1.1 Lois de similitude

Pour exploiter les résultats fournis par le modèle réduit d'un écoulement, il faut y appliquer les lois de similitude (Soares Frazao S., UCL - EPL, 2016 [13]). Ces lois font en sorte que l'écoulement observé à l'échelle du modèle réduit soit fidèle au véritable écoulement. Les facteurs de similitude sont issus des équations de conservation de la masse et de la quantité de mouvement.

Les relations entre les échelles du prototype et celles du modèle réduit sont les suivantes.

$$\text{distances : } x' = \lambda \cdot x \quad (2.1)$$

$$\text{pressions : } p' = \lambda_p \cdot p \quad (2.2)$$

$$\text{vitesses : } u' = \lambda_V \cdot u \quad (2.3)$$

$$\text{temps : } \Delta t' = \lambda_t \cdot \Delta t \quad (2.4)$$

Les lettres affectées d'un ' sont associées au modèle réduit alors que les lettres sans ' sont relatives au prototype réel. Naturellement, si notre échelle est de 1/50, $\lambda = 1/50$ et

$$x' = \lambda \cdot x \quad (2.5)$$

$$= 1/50 \cdot 1 \quad (2.6)$$

$$= 0,02 \quad (2.7)$$

Ce qui signifie que 1 m en échelle réelle équivaut à 0,02 m en échelle modèle réduit.

L'eau étant un liquide parfait, les écoulements étudiés respectent les équations d'Euler de conservation de la masse et de la quantité de mouvement suivantes :

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (2.8)$$

$$\frac{1}{\rho} \cdot \frac{\partial p}{\partial x} = X - \left(u \cdot \frac{\partial u}{\partial x} + v \cdot \frac{\partial v}{\partial y} + w \cdot \frac{\partial w}{\partial z} \right) \quad (2.9)$$

u	m/s	vitesse selon x
v	m/s	vitesse selon y
w	m/s	vitesse selon z
ρ	kg/m^3	masse volumique du fluide
p	Pa	pression
X	m	vecteur position

En insérant les facteurs de similitude définis ci-dessus dans ces équations, les équations d'Euler deviennent :

$$\frac{\lambda_V}{\lambda} \cdot \left[\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} \right] = 0 \quad (2.10)$$

$$\frac{\lambda_p}{\lambda_\rho \cdot \lambda} \cdot \frac{1}{\rho} \cdot \frac{\partial p}{\partial x} = \lambda_F \cdot X - \frac{\lambda_V^2}{\lambda} \cdot \left(u \cdot \frac{\partial u}{\partial x} + v \cdot \frac{\partial v}{\partial y} + w \cdot \frac{\partial w}{\partial z} \right) - \frac{\lambda_V}{\lambda_t} \cdot \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2.11)$$

Pour que le modèle des liquides parfaits soit respecté, on peut alors écrire :

$$\frac{\lambda_p}{\lambda_\rho \cdot \lambda} = \lambda_F = \frac{\lambda_V^2}{\lambda} = \frac{\lambda_V}{\lambda_t} = 1 \quad (2.12)$$

Les points communs entre le modèle réduit et le prototype sont que la gravité est constante et que le liquide utilisé (l'eau) a une masse volumique constante. Dès lors,

$$\lambda_\rho = 1 \quad (2.13)$$

et on peut tirer les relations suivantes :

$$\lambda_V = \lambda^{\frac{1}{2}} \quad (2.14)$$

$$\lambda_t = \frac{\lambda}{\lambda_V} = \lambda^{\frac{1}{2}} \quad (2.15)$$

$$\lambda_p = \lambda_v^2 = \lambda \quad (2.16)$$

$$\lambda_Q = \lambda_V \lambda^2 = \lambda^{\frac{5}{2}} \quad (2.17)$$

Dans notre cas, le modèle réduit est à l'échelle 1/50. Le lien entre les variables du modèle réduit et du prototype est indiqué dans la Table 2.1. On y voit que 1 *m* sur le terrain correspond à 2 *cm* sur le modèle réduit et ainsi de suite.

Prototype	λ	Modèle	
1 m	$\lambda = 1/50$	0,02 m	2 cm
1 s	$\lambda_t = 0,1414$	0,1414 s	0,1414 s
1 m/s	$\lambda_V = 0,1414$	0,1414 m/s	0,1414 m/s
1 m^3/s	$\lambda_Q = 5,657 \cdot 10^{-5}$	$5,657 \cdot 10^{-5} m^3/s$	0,5657 l/s

TABLE 2.1 – Correspondance d'échelles entre le prototype et le modèle réduit

Conflit de similitudes

En mécanique des fluides, il est courant de caractériser un écoulement au moyen de nombres adimensionnels : le nombre de Reynolds et le nombre de Froude.

$$Re = \frac{V L}{\nu} \quad (2.18)$$

$$Fr^2 = \frac{V^2}{g L} \quad (2.19)$$

V	m/s	vitesse
L	m	dimension caractéristique
ν	m^2/s	viscosité du fluide
g	m/s^3	accélération de la pesanteur

Ces deux nombres permettent de représenter le rapport entre les différentes forces qui agissent sur le fluide en mouvement. Ces 2 nombres peuvent être exprimés sous formes de similitude :

$$\lambda_{Re} = \frac{\lambda_V \lambda}{\lambda_\nu} \quad (2.20)$$

$$\lambda_{Fr} = \frac{\lambda_V}{\sqrt{\lambda_g \lambda}} \quad (2.21)$$

Pour garantir la correspondance entre le prototype et le modèle réduit, il faut que ces 2 similitudes soient respectées. On peut donc les évaluer :

$$\frac{\lambda_V \lambda}{\lambda_\nu} = \frac{\lambda_V}{\sqrt{\lambda_g \lambda}} \quad (2.22)$$

Avec $\lambda_g = 1$ et $\lambda_\nu = 1$ car la pesanteur est identique dans les 2 modèles ainsi que le fluide utilisé (l'eau) et donc sa viscosité également. Ces simplifications nous donnent :

$$\lambda = 1 \quad (2.23)$$

Ce qui signifie que l'échelle des distances doit obligatoirement valoir 1 pour que les similitudes de Reynolds et Froude soient vérifiées. Notre modèle étant à l'échelle 1/50, les 2 similitudes ne peuvent être respectées toutes les deux. Un choix s'impose entre les deux similitudes.

- Le nombre de Reynolds est le rapport entre les forces d'inertie et les forces visqueuses.
- Le nombre de Froude est le rapport entre les forces d'inertie et les forces gravitationnelles.

Dans le cas d'écoulements à surface libre, le nombre de Froude est plus judicieux car il considère que les forces de gravité sont plus importantes que les forces visqueuses/de frottement. C'est donc la similitude de Froude au travers du nombre de Froude qui est choisie pour assurer la correspondance entre le prototype et le modèle réduit.

2.1.2 Sédimentologie

Outre les lois de similitude rappelées ci-dessus, il est important de procéder à quelques rappels concernant la sédimentologie. L'étude de l'érosion nécessite de connaître le comportement théorique des sédiments en fonction des conditions d'écoulements dans lesquels nous nous trouvons.

Il existe différents types de transport de sédiments (Figure 2.1), principalement par suspension ou par charriage. Le mode de transport par suspension concerne les grains fins qui sont maintenus en suspension grâce à la turbulence de l'écoulement. Ils sont entraînés par l'écoulement et se déposeront lorsque la turbulence ne sera plus en mesure de les garder en suspension.

Le charriage reprend quant à lui les modes de transport agissant sur le lit du cours d'eau. Il compte trois modes de déplacement des grains : le roulement, le glissement et la saltation. Dans le cadre de notre étude, nous allons principalement nous concentrer sur le transport solide par charriage car celui-ci est le plus influent au niveau du lit de la Sambre.

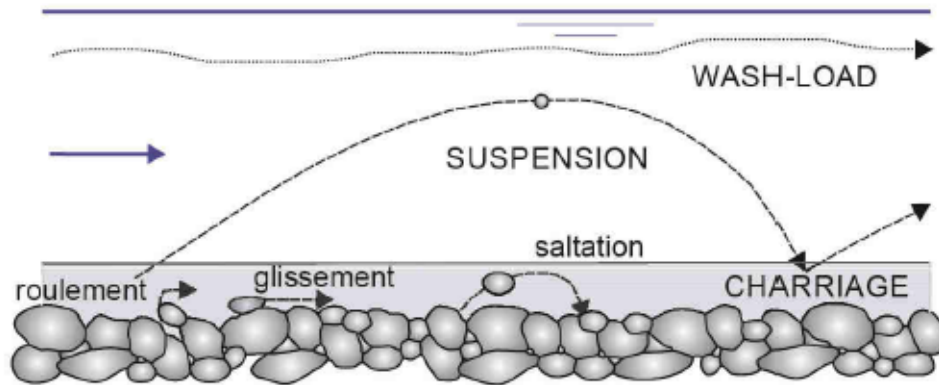


FIGURE 2.1 – Types de transport solide [5]

Le charriage est provoqué par la contrainte de cisaillement dans l'écoulement. Cette contrainte de cisaillement est proportionnelle au gradient de vitesse qui est le plus important sur le lit du canal (Figure 2.2). La relation liant la vitesse de frottement à la contrainte de cisaillement s'écrit comme suit :

$$\tau_0 = \gamma R S_0 = \rho u_*^2 \quad (2.24)$$

γ	N/m^3	poids volumique de l'eau
R	m	rayon hydraulique
S_0	—	pente de fond
ρ	kg/m^3	la masse volumique de l'eau
u_*	m/s	la vitesse de frottement

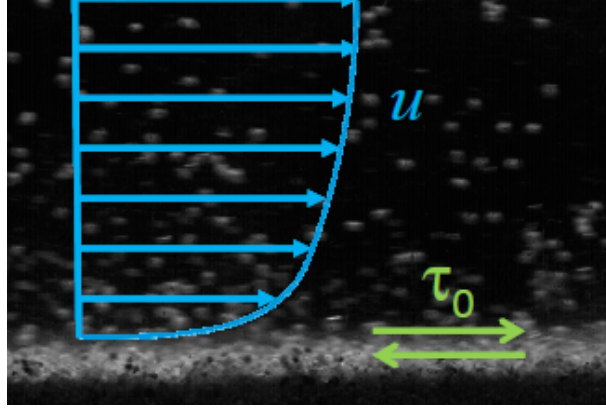


FIGURE 2.2 – Distribution verticale de la vitesse [5]

Pour pouvoir déterminer le seuil de transport des sédiments, il faut ajouter à l'équation 2.24 les nombres adimensionnels de la sédimentologie. Ces derniers sont tirés de l'application du théorème de Buckingham (S.Soares-Frazão - MOOC [5]). Cette analyse dimensionnelle permet d'extraire des relations qui seront utiles pour déterminer le seuil de transport des sédiments.

Premièrement, nous pouvons citer le nombre de Reynolds sédimentologique Re_* :

$$Re_* = \frac{u_* d}{\nu} = \frac{u_* k_s}{\nu} \quad (2.25)$$

d	mm	diamètre des grains
ν	$Pa.s$	viscosité de l'eau
k_s	mm	rugosité équivalente

Ensuite, nous avons le paramètre d'arrachement de Shields, τ_0 :

$$\tau_* = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma)d} = \frac{\rho u_*^2}{(\gamma_s - \gamma)d} \quad (2.26)$$

τ_0	Pa	contrainte de cisaillement
γ_s	N/m^3	poids volumique des sédiments
γ	N/m^3	poids volumique de l'eau

Et enfin, le diamètre sédimentologique, d_* :

$$d_* = d \left[\frac{g(s-1)}{\nu^2} \right]^{1/3} \quad (2.27)$$

g	m/s^2	la gravité
$s = \rho_s/\rho$	—	densité relative des sédiments

Shields et Van Rijn ont proposé, sur base de leurs observations expérimentales, une relation entre τ_* et d_* (Figure 2.3). La courbe rouge représente la contrainte de cisaillement critique à partir de laquelle les grains vont commencer à se mettre en mouvement.

Le graphe se lit aisément : pour un écoulement donné et un type de grains, il faut calculer les deux variables adimensionnelles τ_* et d_* . Si le point déterminé se trouve en dessous de la courbe de Shields-Van Rijn, la contrainte de cisaillement n'est pas suffisante pour emporter le grain et il n'y a donc pas d'érosion. Dans le cas contraire où le point se trouve au dessus de la courbe, la contrainte de cisaillement est suffisante pour emporter le grain et on se trouve alors dans une situation d'érosion.

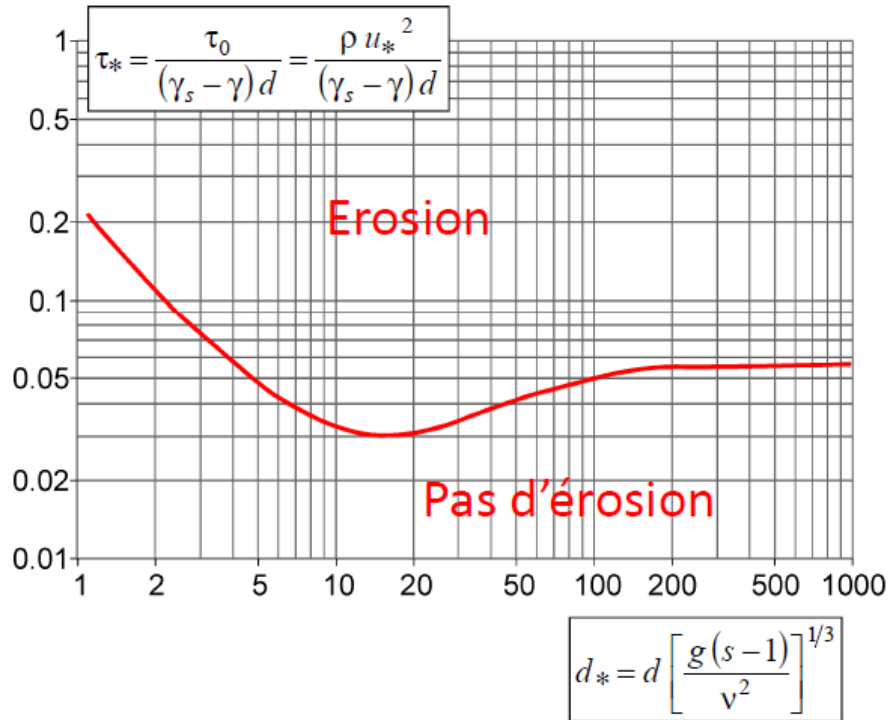


FIGURE 2.3 – Diagramme de Shields-Van Rijn [14]

2.2 Présentation du modèle

Lors de travaux de recherche en hydraulique, il est souvent nécessaire de réaliser des expériences afin de tester différentes configurations ou pour acquérir des données difficilement mesurables sur le terrain. C'est pourquoi le Service public de Wallonie dispose d'un Laboratoire des Recherches Hydrauliques. Ce laboratoire se trouve à Châtelet et est géré par la Direction des Recherches Hydrauliques du SPW.

Dans le cadre de ce mémoire, une étude sur un modèle expérimental permet de tester différents débits, sédiments, configurations. Ce qui n'est pas réalisable en pratique sur le terrain. Sur base de ces tests, nous allons pouvoir mesurer le champ de vitesse ou l'impact du débit sur l'érosion. Ces données collectées permettront dans un premier temps de comprendre les phénomènes qui se passent réellement à l'aval du barrage de Marcinelle. Dans un second temps, toutes ces mesures permettront de valider le modèle numérique.

Bien entendu, il est économiquement impossible de reproduire à échelle réelle le barrage, c'est pourquoi nous travaillons sur un modèle réduit. Il s'agit d'une reproduction à l'échelle 1/50 du barrage et d'une partie du bief aval (Figure 2.4). Il faut tenir compte de ce facteur d'échelle pour l'ensemble des variables (vitesses, débits, temps,...) comme cela est expliqué dans la section 2.1.1

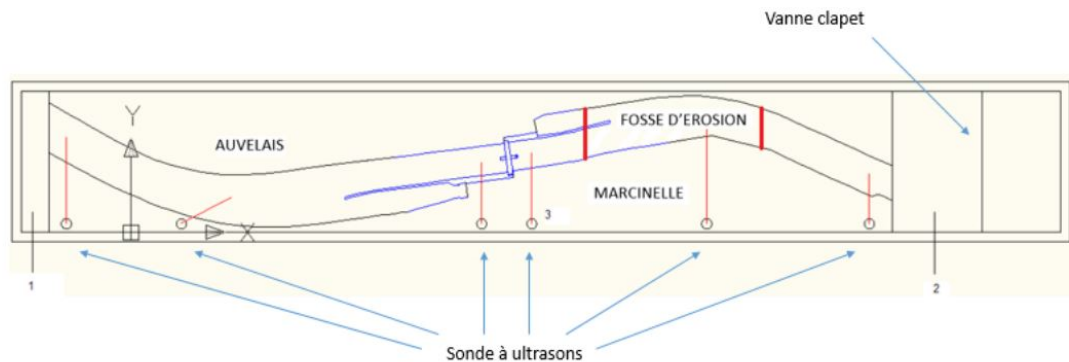


FIGURE 2.4 – Vue schématique du modèle réduit

Le canal est utilisé à la fois pour le modèle réduit de l'écluse d'Auvelais (MOD. 058/9, octobre 2016 [3]) et pour le barrage de Marcinelle. Pour optimiser l'espace, il a été nécessaire de placer le modèle de Marcinelle en aval d'Auvelais et de procéder à une symétrie horizontale. Ce détail est important lors de la confrontation des résultats expérimentaux et numériques, car il sera nécessaire de procéder à une symétrie de ces mêmes résultats.

Sur le modèle réduit décrit ci-dessus sont installés des appareils de mesure permettant d'étudier l'écoulement et l'érosion. Une pompe alimente le canal et le débit est contrôlé par deux vannes équipées chacune d'un débitmètre. Le niveau d'eau est contrôlé en aval via une vanne clapet et est mesuré via des sondes à ultrasons (Baumers - Figure 2.4).

Un chariot mobile (Figure 2.5) permet de balayer la surface totale du canal avec des sondes de vitesse ainsi que des écho-sondes. La position du chariot est enregistrée via deux capteurs laser placés selon l'axe X et Y du modèle réduit. Comme son nom l'indique, la sonde de vitesse est utilisée pour mesurer les composantes de vitesse de l'écoulement. Les écho-sondes permettent quant à elles de relever la bathymétrie (topographie du fond) du canal, elles seront utiles lors des mesures expérimentales de l'érosion.

Les signaux mesurés par ces appareils sont transmis à une carte d'acquisition qui est ensuite lue par le logiciel HydroCAP.

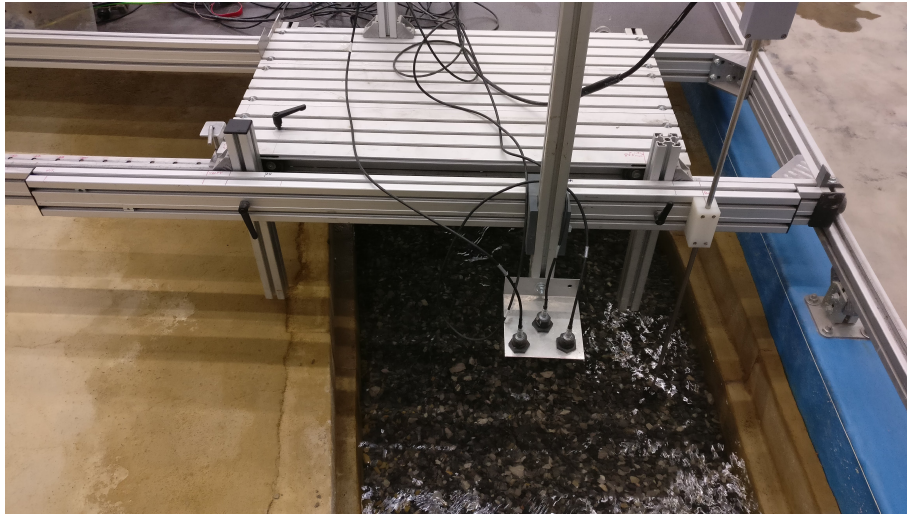
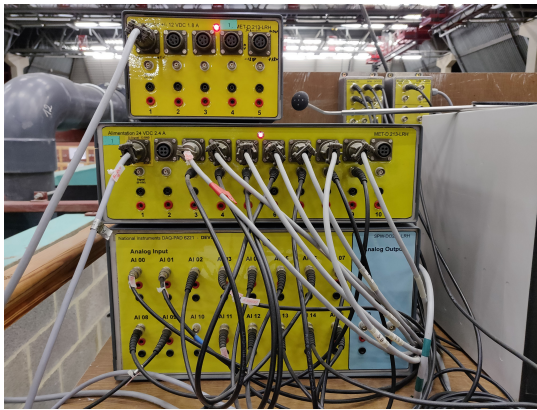


FIGURE 2.5 – Chariot de mesure

2.3 Appareils de mesure

2.3.1 HydroCAP

HydroCAP 3 (Bousmar D. 2008,[2]) est un logiciel d'acquisition qui permet d'afficher et d'enregistrer les données issues de tous les appareils de mesure du modèle réduit. Les différents appareils de mesure sont reliés à une carte d'acquisition (Figure 2.6a). Cette carte d'acquisition procède à un traitement des signaux qui sont ensuite lus par HydroCAP. Sur l'interface d'HydroCAP (Figure 2.6b), nous pouvons observer 16 blocs reprenant des mesures différentes. Chaque bloc affiche la valeur issue de la sonde correspondante ainsi que son évolution au cours du temps. On peut alors enregistrer cette évolution selon un intervalle de temps donné pour le traiter à posteriori.



(a) Carte d'acquisition



(b) Interface HydroCAP

FIGURE 2.6 – Traitement de l'information

2.3.2 Débitmètre

L'une des variables imposées lors de nos essais est le débit circulant dans le canal.

Pour cela nous devons pouvoir mesurer ce dernier précisément. Nous disposons sur le modèle réduit de deux conduites d'alimentation d'eau différentes équipées chacune d'un débitmètre électromagnétique (Figure 2.7a). Le principe de fonctionnement est le suivant : l'écoulement passe dans un champ magnétique, ce qui induit un champ électrique. Le débit est calculé par la relation $Q = v A$. La vitesse, v , étant proportionnelle au courant électrique mesuré et l'aire de la section, A , étant connue.

La première conduite nous permet de contrôler précisément le débit dans le canal. Nous avons utilisé celle-ci pour des configurations de l'ordre de 5 l/s à l'échelle expérimentale. La seconde conduite, de diamètre plus important, nous permet de faire passer des débits plus important : plus de 10 l/s à l'échelle expérimentale.

Une fois la pompe mise en route, nous ouvrons l'une des deux vannes en fonctions du débit souhaité. Nous pouvons lire le débit sur l'écran du débitmètre (Figure 2.7b). Une vérification est toujours faite sur HydroCAP afin de vérifier si la valeur lue par le logiciel correspond bien à la valeur affichée sur la pompe.



(a) Débitmètres



(b) Valeur lue sur un débitmètre

FIGURE 2.7

2.3.3 Sonde de vitesse

L'une des premières étapes à réaliser sur le modèle réduit est de mesurer les champs de vitesse pour différentes configurations. Ces mesures de champs de vitesse seront mises en confrontation avec les mesures du TFE précédent (Haumont-Racot, 2015, [7]) dans le but de comparer les valeurs de 2015 et 2018 et de valider les résultats. De plus, nous avons répété l'un de nos essais pour valider la répétabilité de ceux-ci.

Nous utilisons une sonde de vitesse électromagnétique (PEMS-30 de WL Delft Hydraulics) qui est fixée sur le chariot de mesure. Le dispositif nous permet de déplacer la sonde en plan selon un axe longitudinal et transversal. Il est également possible de régler la profondeur de la sonde en fonction de la hauteur d'eau.

La sonde comprend quatre électrodes qui renvoient, en fonction de la vitesse, une valeur de tension comprise entre 0 et 10 volts. Cette valeur de tension est ensuite convertie en une vitesse au moyen d'une fonction de calibration choisie. Dans ce cas-ci, la calibration est faite selon une relation linéaire entre la tension et la vitesse du type $v = aV + b$ où v est la vitesse affichée sur HydroCAP en $[m/s]$ et $[V]$ la tension en volts renvoyée par la sonde.

Choix du pas de temps

Pour acquérir des mesures suffisamment fiables, il est important de choisir un pas de temps durant lequel nous réalisons la mesure de vitesse. Pour cela, nous avons réalisé des mesures de vitesses en quatre points distincts (Figure 2.8). La fréquence de mesure est de 5 Hz et le temps de mesure est de 5 min en chacun de ces quatre points.

En chaque point de mesure, HydroCAP enregistre la valeur renvoyée par la sonde. Ensuite, il réalise la moyenne de la vitesse sur la durée totale de la mesure. La Figure 2.9 représente les 1500 valeurs de vitesse renvoyées par la sonde durant les 5 minutes de mesure. Il est aisé de constater que le temps de mesure aura donc une importance sur la valeur finale renvoyée par HydroCAP (moyenne en orange sur la figure). Il faut donc choisir un pas de temps suffisamment grand pour que la moyenne de cet échantillon soit aussi proche que possible de la valeur réelle de la vitesse de l'écoulement.

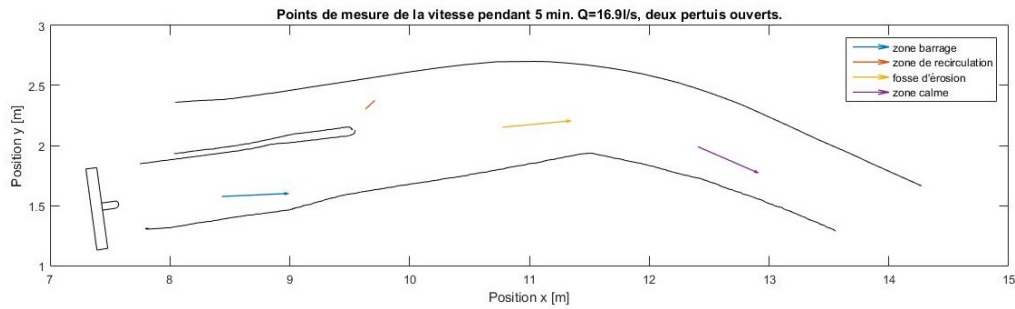


FIGURE 2.8 – Position de la sonde de vitesse

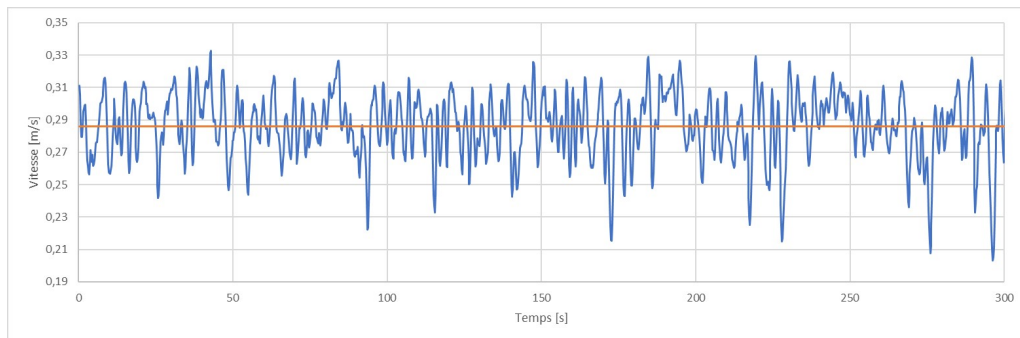


FIGURE 2.9 – Variabilité des mesures de la sonde de vitesse

Pour étudier la précision, nous avons décomposé la mesure prise durant 5 min en différents segments de temps (30 s, 45 s et 1 min). Les Figures 2.10 et 2.11 représentent pour chaque pas de temps la dispersion statistique des mesures. La "boîte" centrale correspond à l'étendue entre le premier et le troisième quartile. Il est important de regarder l'écart des moyennes entre les temps de mesure courts et la moyenne pour la mesure de 5 min.

Ci-dessous, ne sont repris que les graphes correspondants aux zones juste à l'aval du barrage et dans la zone calme. Nous avons jugé ces deux zones plus représentatives pour figurer dans ce rapport. Vous trouverez cependant les analyses pour la zone de recirculation ainsi que pour la fosse d'érosion en annexe de ce travail.

Dans un premier temps, nous pouvons remarquer que la dispersion est plus importante dans la zone calme. Le fabricant des sondes électromagnétiques utilisées garantit un degré de précision de 1% de la vitesse maximum pouvant être mesurée par la sonde. Nous disposons d'une sonde pouvant mesurer des vitesses jusqu'à 1 m/s, la précision est donc de l'ordre de 1 cm/s (vitesse modèle réduit). A partir de cette considération, nous pouvons exclure un temps de mesure de 30 s, qui nous donne une incertitude de mesure supérieure à cette valeur dans chacune des situations.

Un temps de mesure de 45 s est satisfaisant au niveau du barrage (Figure 2.10). Cependant dans la zone calme (Figure 2.11), ce pas de temps n'offre de nouveau pas une mesure suffisamment stable. Sur base de ces observations, nous avons donc choisi un pas de temps de 1 min pour réaliser les mesures de vitesse. Nous garantissons, de cette manière, la fiabilité des mesures de vitesses sur lesquelles nous nous baserons pour valider le modèle numérique.

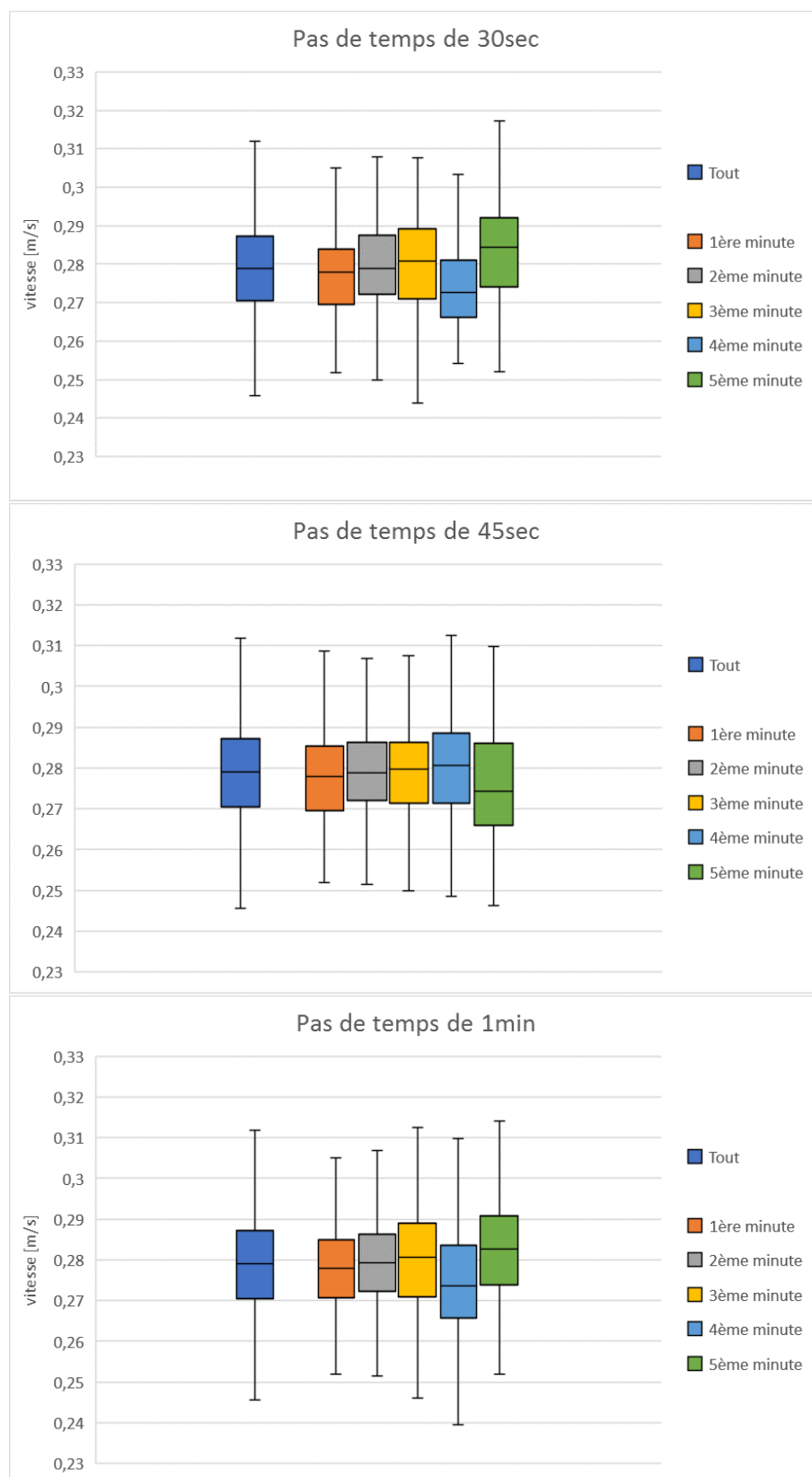


FIGURE 2.10 – Comparaison des 3 pas de temps - Zone du barrage

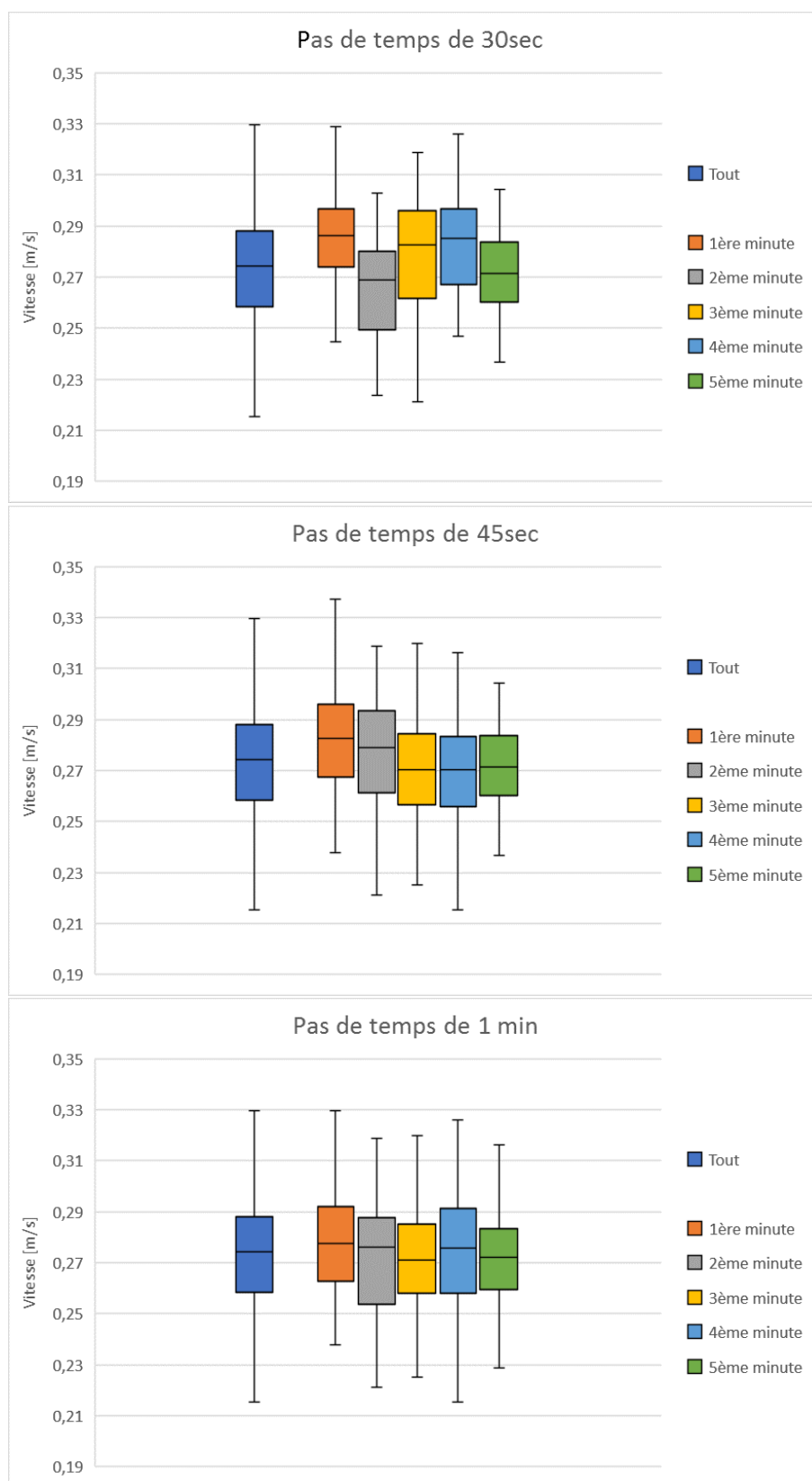


FIGURE 2.11 – Comparaison des 3 pas de temps - Zone calme

Position verticale de la sonde

Outre le temps durant lequel la mesure est réalisée, la position verticale de la sonde a une influence sur la valeur mesurée. En effet, comme vu dans les rappels théoriques, le profil de vitesse n'est pas uniforme sur la hauteur d'eau. On considère généralement un profil logarithmique en fonction de la profondeur. Il sera donc crucial de placer la sonde de telle manière à mesurer une vitesse représentative de l'écoulement étudié.

Pour cela, nous avons effectués des relevés verticaux de vitesses en trois points (Figure 2.12). En chacune de ces trois positions, nous avons mesuré à différentes profondeurs la vitesse durant 1 minute. Les trois graphes présentent en abscisse la vitesse enregistrée par la sonde et en ordonnée la profondeur de la sonde.

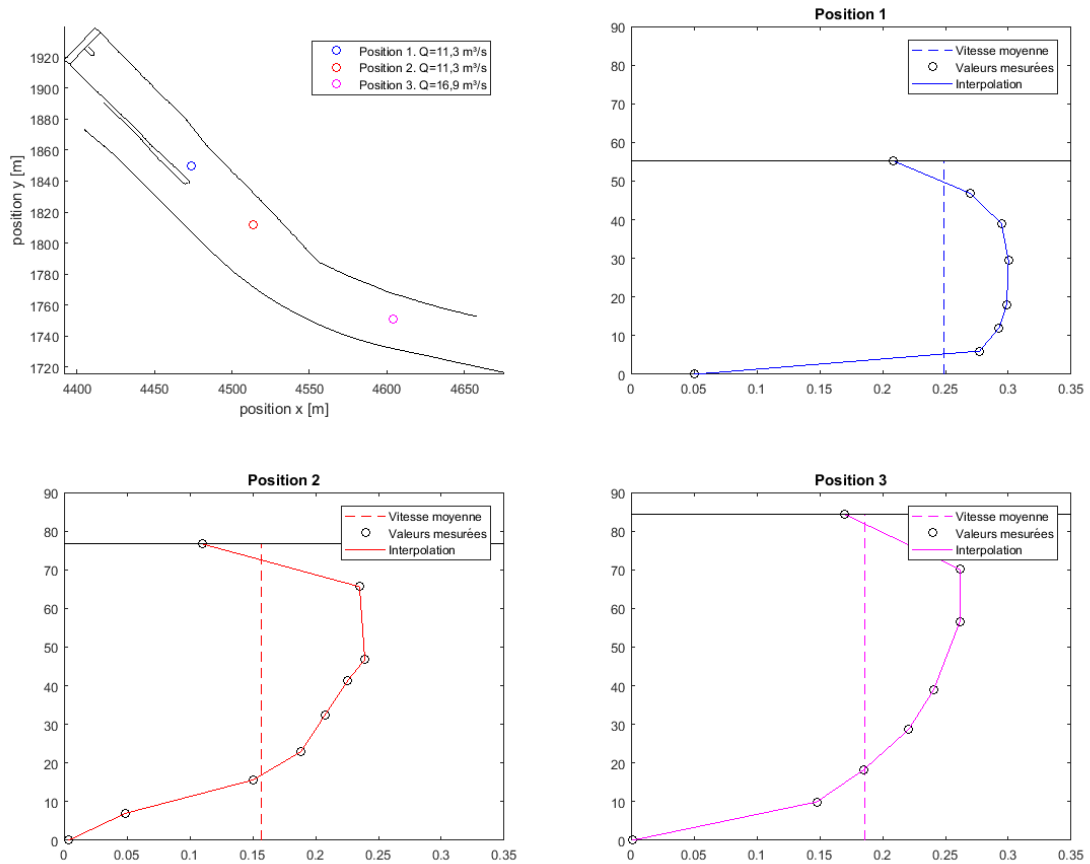


FIGURE 2.12 – En haut à gauche : position des profils verticaux. Reste : Distribution verticale de la vitesse.

Les trois profils de vitesse obtenus ont, comme attendu, des allures logarithmiques. La première caractéristique remarquable est le gradient de vitesse au niveau du fond. Il est rassurant de l'observer car, comme rappelé précédemment, c'est ce gradient de vitesse qui induit la contrainte de cisaillement responsable de l'érosion du fond du canal. En remontant vers la surface on observe une augmentation de la vitesse mais à un taux de plus en plus faible.

La différence principale avec nos attentes théoriques se trouve en surface. Nous avons une vitesse qui a tendance à diminuer. Ce phénomène peut être dû à l'interaction entre

l'eau et l'air. Une seconde hypothèse serait l'influence de la sonde dans l'écoulement. En surface, la lame d'eau entourant la sonde est plus mince et donc le volume de la sonde, aussi petit soit-il, aura une influence sur l'écoulement.

Il faut donc éviter de placer la sonde trop en surface pour ne pas mesurer une vitesse trop basse due à l'interface eau-air. La position optimale théorique se trouvant à plus ou moins 60% de la hauteur d'eau. De cette manière nous évitons les instabilités du fond et de surface. La valeur ainsi mesurée se rapproche de la vitesse moyenne à cet endroit de l'écoulement.

Cette valeur théorique de 60% est cependant difficile à vérifier étant donné que la hauteur d'eau est variable en fonction de l'endroit où on se trouve dans le canal, il se peut que la profondeur augmente. Il faudrait également tenir compte également de la ligne d'eau. La Figure 2.13 illustre cela. Les deux profils de vitesse ont été pris à des positions différentes mais dans le même écoulement. La position verticale de la sonde par rapport au modèle réduit n'a pas changé et pourtant la position par rapport à la hauteur d'eau est nettement différente.

Pour une configuration donnée (débit, hauteur d'eau et ouverture de pertuis imposés), nous plaçons donc la sonde dans une position verticale fixe durant l'intégralité de l'essai.

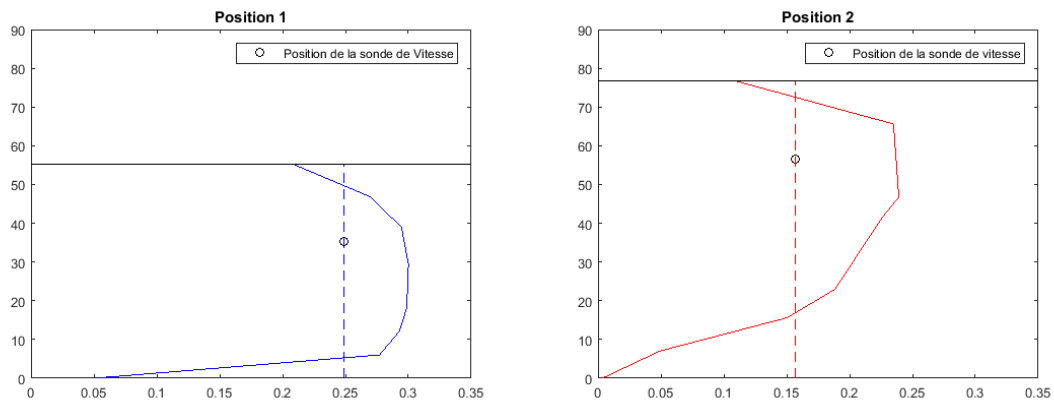


FIGURE 2.13 – Profondeurs de la sonde et profils de vitesse

2.3.4 Echosondes

Le but principal de l'étude étant de mesurer l'ampleur de l'érosion du fond de la Sambre pour différents débits, nous utilisons des appareils spécifiques pour cet usage : les échosondes. Les échosondes General Acoustics UltraLab sont des dispositifs qui émettent une onde sonore (ultrason) vers le fond du modèle et qui mesurent le temps que met le son pour revenir après s'être réfléchi contre le fond. Le système est assez simple puisque connaissant la vitesse du son dans l'eau (1500 m/s), ces sondes se contentent de chronométrer l'intervalle entre l'émission et la réception du signal.

Pour analyser l'évolution de l'érosion, on parcourt l'ensemble du bassin à l'aval du barrage avec les sondes montées sur le chariot. Nous avons utilisé 3 sondes (Figure 2.14) pour couvrir efficacement et rapidement la fosse d'érosion.



FIGURE 2.14 – Echosondes

Les sondes sont placées juste en dessous de la surface de l'eau de manière à mesurer la distance avec le fond en limitant leur influence sur l'écoulement. Le processus de prise de mesure est différent des sondes de vitesses. Nous relevons tout d'abord une bathymétrie initiale en début d'essai, ensuite toutes les 15 minutes nous procédons à un balayage continu du canal avec les sondes. Un balayage complet du bassin d'érosion prend entre 3 et 4 minutes.

Le signal émis par les sondes est ensuite traité, récupéré par la carte d'acquisition et est prêt à être affiché sur HydroCAP.

2.3.5 Maillage des points de mesures

Champs de vitesse

Une fois le matériel de mesure mis en place sur le chariot de mesure et le temps de mesure déterminé, nous avons dû choisir un maillage pour mesurer le champs de vitesse dans le canal. Nous pouvons identifier trois zones plus ou moins distinctes dans le canal. D'amont à aval, nous avons la zone étroite correspondant à la sortie des deux pertuis du barrage, la zone d'élargissement et, pour finir, la zone large située au dessus de la fosse d'érosion (Figure 2.15).

Ces positions nous permettent d'obtenir un champ de vitesse régulier et aussi représentatif que possible de l'écoulement passant dans le canal. Un maillage plus dense n'étant

pas faisable dans la pratique sachant que chaque point nécessite un temps de mesure de 1 minute. Cette configuration représente une durée totale de plus de 2h30 de mesure.

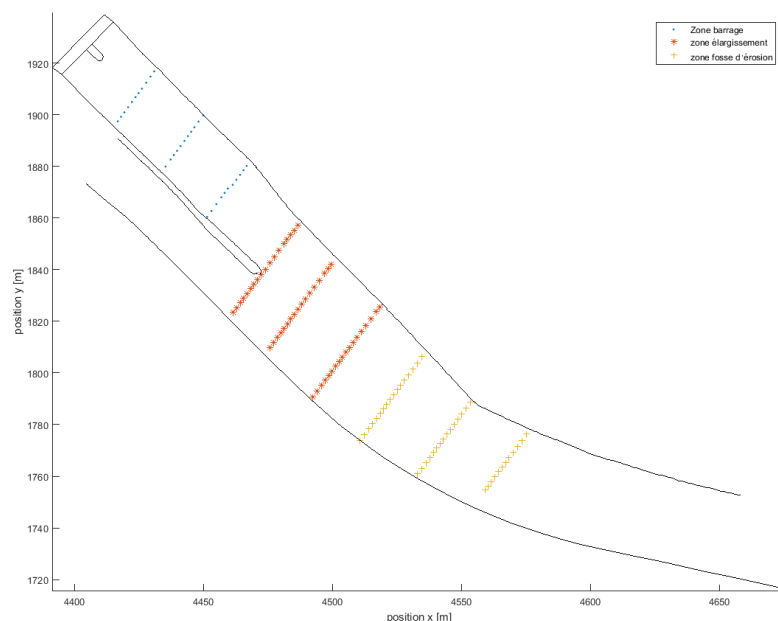


FIGURE 2.15 – Positions de la sonde de vitesse

Bathymétrie

Comme expliqué précédemment, la prise de mesures pour réaliser la bathymétrie nécessite de couvrir l'ensemble du canal avec les sondes. Pour cela, nous utilisons le chariot de mesure que nous déplaçons de manière continue dans les deux directions x et y. L'usage de trois sondes nous permet de couvrir un maximum de surface et d'obtenir des mesures fiables. La Figure 2.16 montre le tracé suivi pour obtenir le relevé bathymétrique. Chaque point correspond à une prise de mesure de la part de l'une des sondes.

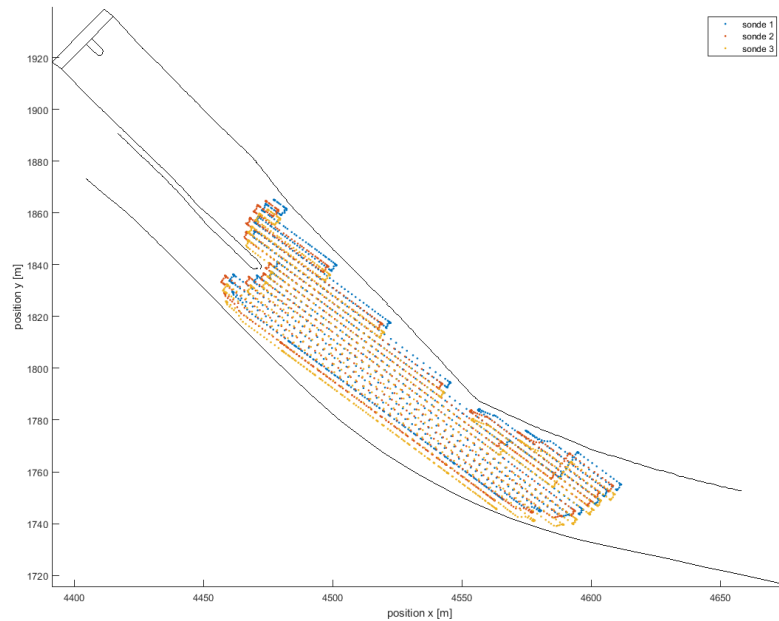


FIGURE 2.16 – Positions des échosondes

2.4 Risques d'erreurs

L'utilisation d'un modèle réduit comporte des risques d'imprécision des valeurs mesurées. Il est utile d'identifier ces risques pour éventuellement pouvoir y pallier.

2.4.1 Imprécisions

Sonde électromagnétique

Le degré d'imprécision annoncé par le fabricant est de 1% de la vitesse maximale mesurable qui est de 1 m/s. Dès lors, on peut s'attendre à une précision de la sonde de l'ordre de 1 cm/s. On peut ajouter à cela une possible perte de précision due au traitement du signal par les différents appareils d'acquisition.

A cela, s'ajoute la position verticale de la sonde. Cette problématique a déjà été traitée précédemment (section 2.3.3).

Débitmètres

L'une des variables les plus importantes à régler sur le modèle réduit est bien évidemment le débit. La vitesse ayant une grande influence sur le phénomène d'érosion. Comme expliqué précédemment, il peut être difficile de fixer avec précision le débit d'entrée du canal, surtout pour des débits faibles. Il faut également être conscient que le débit peut varier un peu durant la durée de l'essai. Nous pouvons le remarquer sur la Figure 2.17. Cependant, il nous est impossible de pallier à cette irrégularité, il faut simplement en tenir compte dans l'interprétation des résultats.

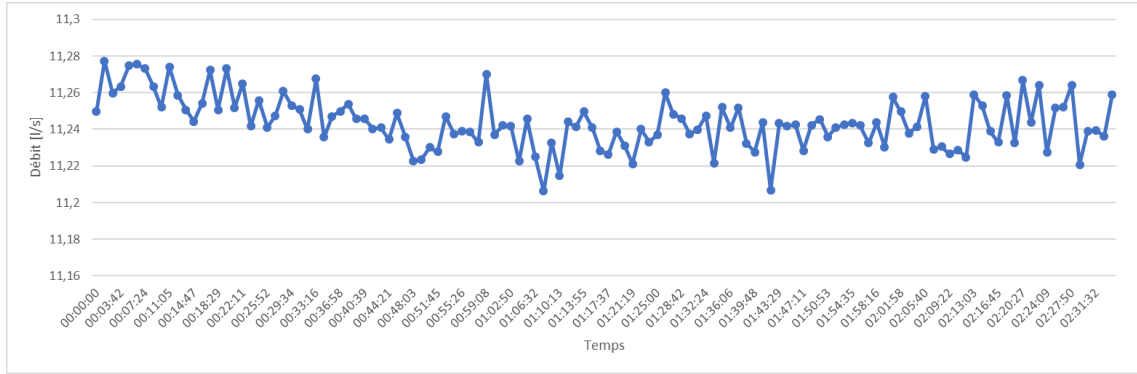


FIGURE 2.17 – Évolution du débit durant l'essai [l/s]

Niveau d'eau

Le niveau d'eau est une autre variable importante que nous devons régler avec précision en début d'essai afin de respecter la mise à l'échelle du prototype. Pour cela, nous utilisons la vanne clapet à l'aval du canal. La lecture du niveau est faite via les sondes à ultrasons disposées le long du modèle réduit. La non régularité du niveau d'eau (Figure 2.18) provient d'une part de l'inconstance du débit et d'autre part du fait que la vanne en aval ne soit pas parfaitement étanche sur les cotés. Nous avons en effet un peu d'eau qui fuit sur les bords et qui modifie donc les conditions dans lesquelles nous voulons réaliser l'essai.

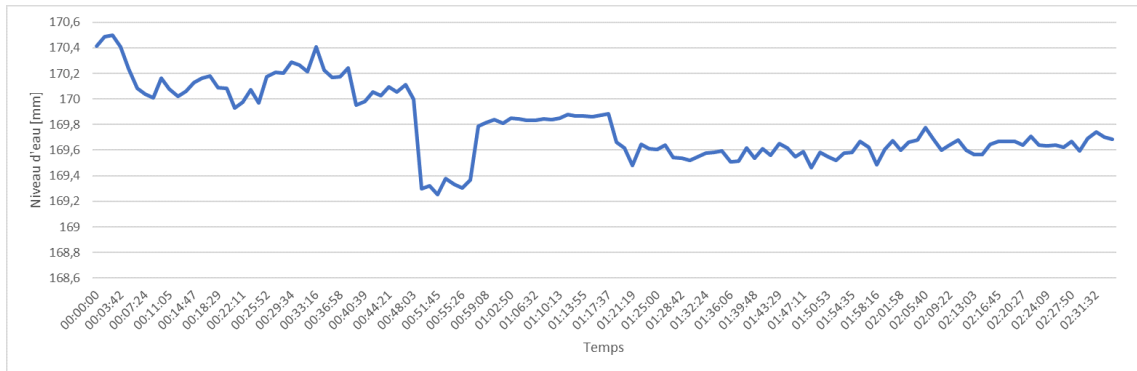


FIGURE 2.18 – Évolution du niveau d'eau durant l'essai [mm]

2.4.2 Méthodologie de mise en route

Étant donné les imprécisions auxquelles sont sujets nos essais, nous devons procéder à une mise en route minutieuse du modèle et vérifier régulièrement les paramètres. La première étape est de mettre le canal sous eau. Nous augmentons progressivement le débit en entrée afin de ne pas lessiver les sédiments mis en place dans la fosse d'érosion.

Une fois que le débit désiré est atteint, on fait varier l'inclinaison de la vanne aval afin de régler le niveau d'eau. Il faut tenir compte du temps nécessaire pour que la ligne d'eau s'établisse dans le canal. Après cela, nous attendons quelques minutes afin d'atteindre une situation aussi stable que possible.

Malgré nos efforts, il est difficile d’avoir une situation très stable. Cela impose d’en tenir compte lors de l’analyse des résultats.

2.5 Champs de vitesse

2.5.1 Configurations testées

L’étude des champs de vitesses est utile lorsque l’on veut quantifier un phénomène d’érosion. En effet, l’érosion par charriage est due aux contraintes de cisaillement dans l’écoulement :

$$\tau_0 = \rho u_*^2 \quad (2.28)$$

ρ	kg/m^3	masse volumique de l’eau
u_*	m/s	vitesse de frottement

Dans notre cas, nous allons surtout utiliser ces champs de vitesse dans deux situations : confronter les résultats expérimentaux acquis en 2015 (Haumont-Racquot, 2015 [7]) et valider le modèle TELEMAC/Sisyphe. De nombreuses configurations d’études sont possibles : on peut faire varier les débits ainsi qu’ouvrir un ou deux pertuis, il est également possible de faire varier la taille de l’arrière radier.

La taille de l’arrière radier ne sera pas abordée dans ce travail. Nous utiliserons tout au long des essais un arrière radier aussi long que sur le prototype.

Concernant l’ouverture des pertuis, nous nous sommes attardés sur deux configurations différentes. Premièrement, la situation de régime : les deux pertuis sont ouverts et l’écoulement se répartit de manière égale dans chacun des deux pertuis. Deuxièmement, la situation dans laquelle le pertuis en rive non-écluse serait fermé pour cause d’entretien de la centrale hydroélectrique. L’intégralité du débit passerait alors dans le pertuis du côté de l’écluse. Dans la suite de ce chapitre, rive gauche et rive droite correspondront aux rives gauche et droite du modèle réduit. Il faut néanmoins bien garder à l’esprit que cette dénomination est inversée dans la réalité par le jeu de symétrie du modèle.

Nous avons choisi trois débits prototype à tester : 100, 200 et 300 m^3/s . Les débits à l’échelle modèle réduit ainsi que les hauteurs d’eau à l’aval sont repris dans la Table 2.2. L’indice $_p$ se réfère au prototype tandis que l’indice $_m$ renvoie au modèle réduit.

Q_p	Q_m	Z_p	Z_m
$[m^3/s]$	$[l/s]$	$[m]$	$[cm]$
100	5,65	97,047	8,1
200	11,3	97,4	8,7
300	16,9	97,85	9,2

TABLE 2.2 – Débits testés et hauteurs d’eau correspondantes

Ce choix se justifie après analyse de la courbe des débits classés de la Sambre (Figure 2.19). Cette courbe représente le nombre de jours de dépassement d’un débit au cours

d'une année. Il se lit de la manière suivante : si on prend la courbe noire correspondant à Monceau-sur-Sambre, on constate que le débit de $100 \text{ m}^3/\text{s}$ est dépassé 5 jours par an, ce qui donne idée de sa fréquence.

Le barrage de Marcinelle se trouve à l'aval du bief de Monceau-sur-Sambre et en amont de Salzinnes. Une valeur de $300 \text{ m}^3/\text{s}$ correspond donc à une crue exceptionnelle de la Sambre. La valeur moyenne du débit semble se situer autour de $50 \text{ m}^3/\text{s}$ mais la précision des sondes n'est pas suffisante pour pouvoir mesurer des débits aussi faibles c'est pourquoi un débit de $100 \text{ m}^3/\text{s}$ est choisi comme débit de régime. Les $200 \text{ m}^3/\text{s}$ sont quant à eux pris comme valeur intermédiaire afin d'avoir un nombre de mesures suffisant.

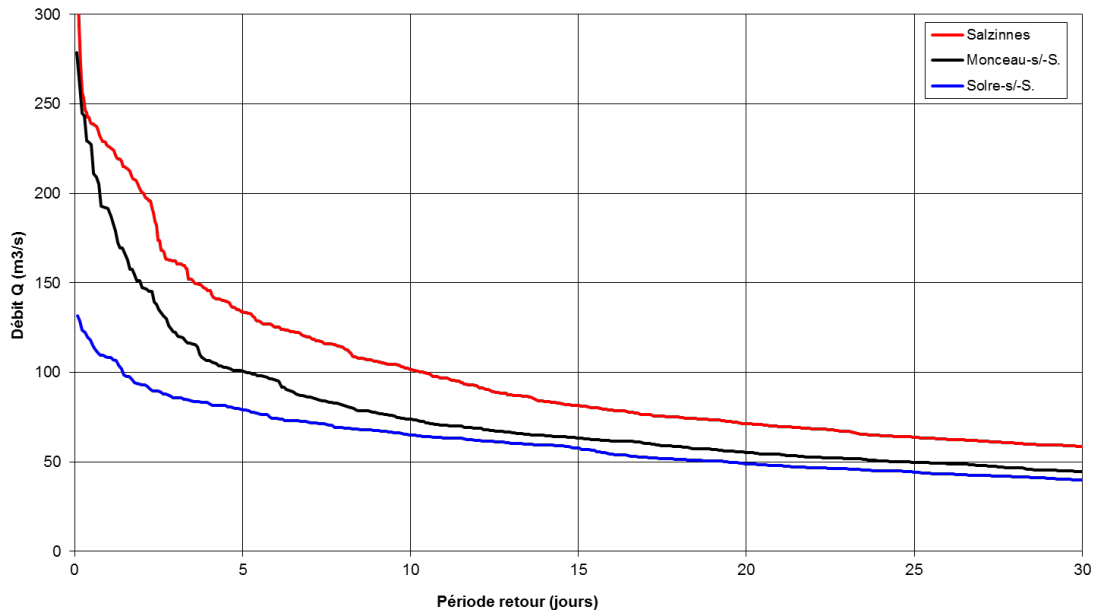


FIGURE 2.19 – Débits classés de la Sambre entre 1987 et 2009 (C. Swartenbroekx, 2012)

2.5.2 Validation des résultats

Répétabilité des mesures

Pour s'assurer de la fiabilité des mesures de vitesses, nous avons comparé les mesures de vitesses acquises à quelques jours d'intervalles, les 3 et 11 avril 2018. Nous avons donc réalisé à des moments différents deux mesures du champ de vitesse pour un débit modèle réduit de 16.9 l/s . Le risque de variabilité des paramètres tels que le débit ou la hauteur d'eau est important, il est donc utile de comparer les champs de vitesses afin garantir la répétabilité des mesures.

Pour cela, nous prenons deux sections de contrôle (Figure 2.20) le long desquelles nous comparons les vitesses. Les Tables 2.3 et 2.4 reprennent les valeurs mesurées lors des deux essais ainsi que la différence absolue calculée comme suit :

$$\text{Différence absolue} = \frac{(v_{i,03-04-2018} - v_{i,11-04-2018})}{v_{i,03-04-2018}}$$

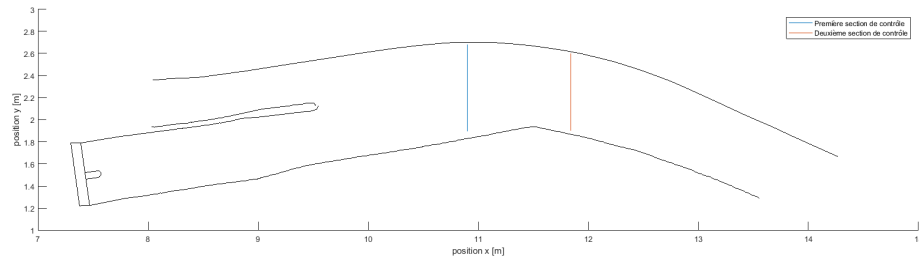


FIGURE 2.20 – Sections de contrôle pour les vitesses

Les vitesses scalaires ainsi que les différences absolues de la composante x et de la vitesse scalaire sont représentées à la Figure 2.21. La différence absolue de la composante y ne figure pas sur les figures car étant trop importante.

Sur cette Figure, nous pouvons observer que la différence maximale entre les vitesses scalaires est de l'ordre de 5 cm/s . La différence moyenne vaut quant à elle $2,5 \text{ cm/s}$. Ces valeurs sont nettement supérieures à la précision annoncée de la sonde, 1 cm/s (section 2.4.1).

Comme expliqué précédemment, les sources d'erreurs sont inhérentes à l'utilisation d'un modèle expérimental. Ceci peut s'expliquer par l'inconstance des paramètres tels que le débit et le niveau d'eau. Nous pouvons également remarquer que les différences absolues les plus importantes se trouvent en bord de section et pour des vitesses plus faibles.

Concernant les vitesses plus faibles, nous pouvons affirmer que la sonde est moins précise pour des valeurs faibles. Ce phénomène est d'ailleurs vérifié en analysant les composantes en y . Celles-ci sont faibles par rapport à la direction x et nous avons des différences importantes entre les deux séries de mesure. Cela ne pose cependant pas trop de problèmes si on regarde la différence relative de la vitesse scalaire qui reste très proche de celle des composantes x .

Les bords du modèle semblent être le lieu de certaines instabilités. La première explication concerne l'intensité des vitesses. Comme expliqué ci-dessus, les faibles vitesses conduisent à des différences plus importantes par manque de précision. Une seconde explication tient compte des formes de fond et plus précisément du fait que le fond remonte sur le long des bords du modèle. Dès lors, la hauteur d'eau est plus faible et la sonde risque de mesurer une valeur trop faible (Figure 2.13). Une dernière hypothèse concerne de possibles turbulences le long des parois.

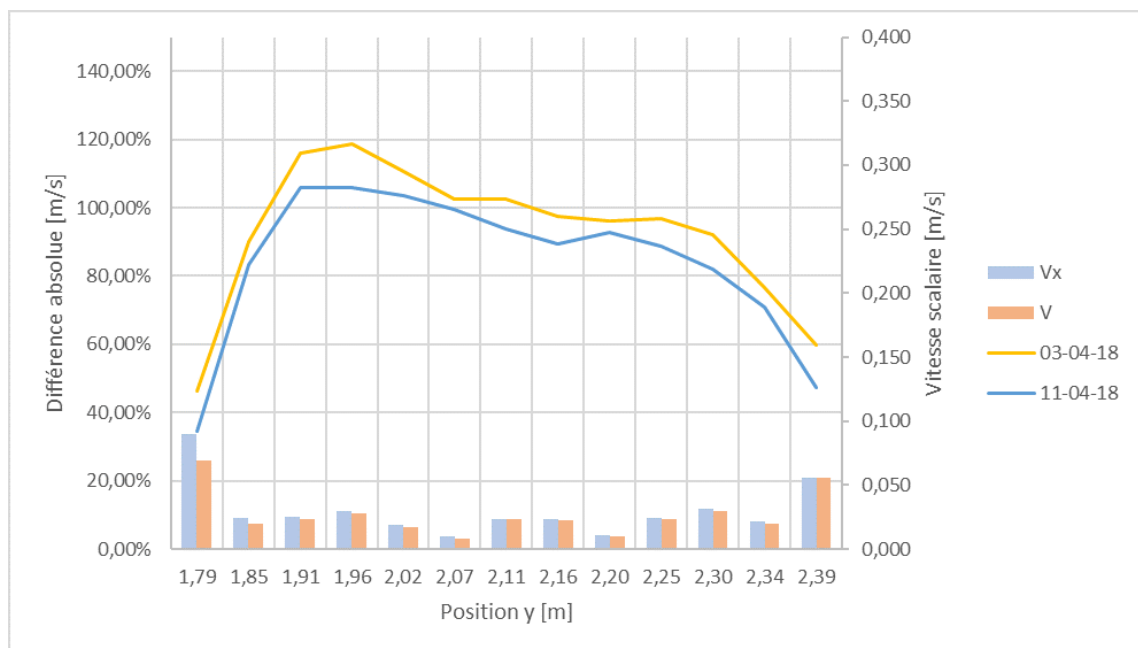
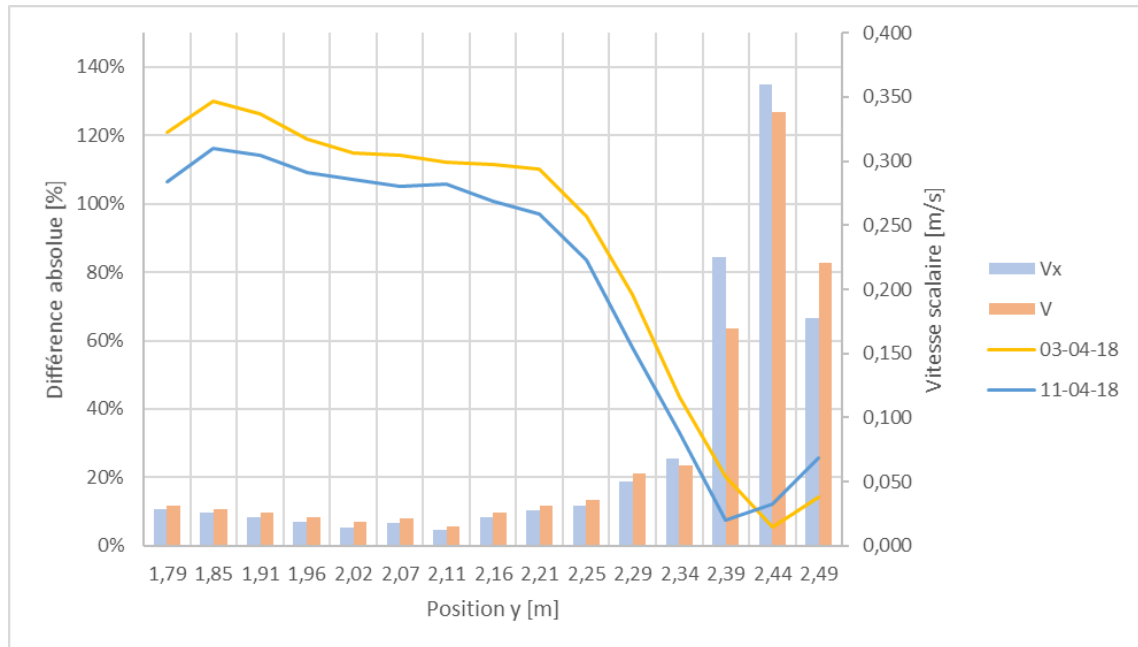


FIGURE 2.21 – Comparaison des vitesses. En haut : Section 1. En bas : Section 2

Position		03-04-18			11-04-2018			Différence absolue		
x [m]	y [m]	v _x [m/s]	v _y [m/s]	v [m/s]	v _x [m/s]	v _y [m/s]	v [m/s]	v _x	v _y	v
10,90	1,79	0,316	0,063	0,322	0,282	0,035	0,284	10,76%	43,42%	11,78%
10,90	1,85	0,339	0,071	0,347	0,307	0,041	0,310	9,53%	42,21%	10,67%
10,90	1,91	0,329	0,072	0,337	0,301	0,042	0,304	8,40%	41,53%	9,64%
10,90	1,96	0,310	0,069	0,317	0,288	0,042	0,291	6,93%	38,70%	8,19%
10,90	2,02	0,299	0,068	0,307	0,283	0,041	0,286	5,45%	39,66%	6,85%
10,90	2,07	0,297	0,067	0,305	0,277	0,041	0,280	6,68%	39,10%	7,99%
10,90	2,11	0,292	0,067	0,299	0,278	0,046	0,282	4,49%	30,57%	5,62%
10,90	2,16	0,288	0,072	0,297	0,264	0,047	0,268	8,25%	35,21%	9,61%
10,90	2,21	0,284	0,075	0,294	0,255	0,046	0,259	10,22%	37,81%	11,74%
10,90	2,25	0,248	0,067	0,257	0,219	0,040	0,223	11,59%	40,79%	13,26%
10,90	2,29	0,189	0,051	0,195	0,153	0,019	0,155	18,71%	62,74%	20,96%
10,90	2,34	0,112	0,027	0,116	0,084	0,029	0,088	25,59%	6,87%	23,49%
10,90	2,39	0,052	0,015	0,054	0,008	-0,018	0,020	84,29%	221,56%	63,70%
10,90	2,44	-0,014	-0,004	0,015	-0,033	-0,002	0,033	134,78%	55,31%	126,96%
10,90	2,49	-0,038	-0,004	0,038	-0,062	-0,029	0,069	66,46%	694,19%	82,63%

TABLE 2.3 – Première section de contrôle

Position		03-04-18			11-04-2018			Différence absolue		
x [m]	y [m]	v _x [m/s]	v _y [m/s]	v [m/s]	v _x [m/s]	v _y [m/s]	v [m/s]	v _x	v _y	v
11,85	1,79	0,119	-0,035	0,124	0,079	-0,047	0,092	33,81%	35,81%	25,97%
11,85	1,85	0,239	-0,028	0,240	0,217	-0,049	0,222	9,17%	76,18%	7,52%
11,85	1,91	0,309	-0,016	0,309	0,280	-0,039	0,282	9,40%	136,56%	8,66%
11,84	1,96	0,316	-0,011	0,316	0,281	-0,031	0,283	11,07%	170,36%	10,60%
11,85	2,02	0,295	-0,011	0,295	0,274	-0,030	0,276	6,98%	164,11%	6,48%
11,85	2,07	0,274	-0,008	0,274	0,264	-0,029	0,265	3,65%	264,62%	3,12%
11,84	2,11	0,273	-0,005	0,274	0,250	-0,003	0,250	8,67%	51,04%	8,68%
11,84	2,16	0,260	-0,003	0,260	0,237	-0,023	0,238	8,81%	608,94%	8,38%
11,85	2,20	0,256	-0,001	0,256	0,246	-0,020	0,247	3,93%	1277,53%	3,60%
11,85	2,25	0,259	-0,002	0,259	0,235	-0,023	0,236	9,04%	926,88%	8,63%
11,85	2,30	0,246	0,001	0,246	0,217	-0,025	0,218	11,67%	4713,64%	11,10%
11,84	2,34	0,204	-0,002	0,204	0,188	-0,022	0,189	8,00%	1153,45%	7,39%
11,85	2,39	0,159	-0,003	0,159	0,126	-0,003	0,126	20,75%	13,49%	20,75%

TABLE 2.4 – Deuxième section de contrôle

Comparaison avec les valeurs de 2015

Une autre manière de vérifier la fiabilité des champs de vitesses est de comparer les composantes obtenues en 2018 et celles mesurées lors du TFE de 2015 (Haumont-Racot, 2015 [7]). Sur la Figure 2.22, sont représentées les composantes en x et y des vecteurs vitesses tels que mesurés en 2015 et en 2018. Avant toute analyse, il est utile de rappeler les sources possibles de variabilités entre les essais. À cause de leur éloignement temporel, les conditions dans lesquelles les mesures sont réalisées peuvent être différentes (position de la sonde, influence de la température). Le processus expérimental est également variable étant donné que les opérateurs sont différents entre les deux séries de mesure.

On observe une différence maximale entre les deux séries d'essais de l'ordre de 5 cm/s . Cependant, cette différence ne se marque que sur les composantes en y ainsi que sur quelques points en x pour les débits modèle réduit de 5,6 et 11,3 l/s. Bien que ces trois graphes n'offrent qu'une vérification limitée des différences possibles, nous pouvons conclure que les résultats obtenus entre 2015 et 2018 sont concordants. Sur base de ces observations, nous pouvons donc valider notre processus de mesure ainsi que les résultats obtenus lors du travail précédent.

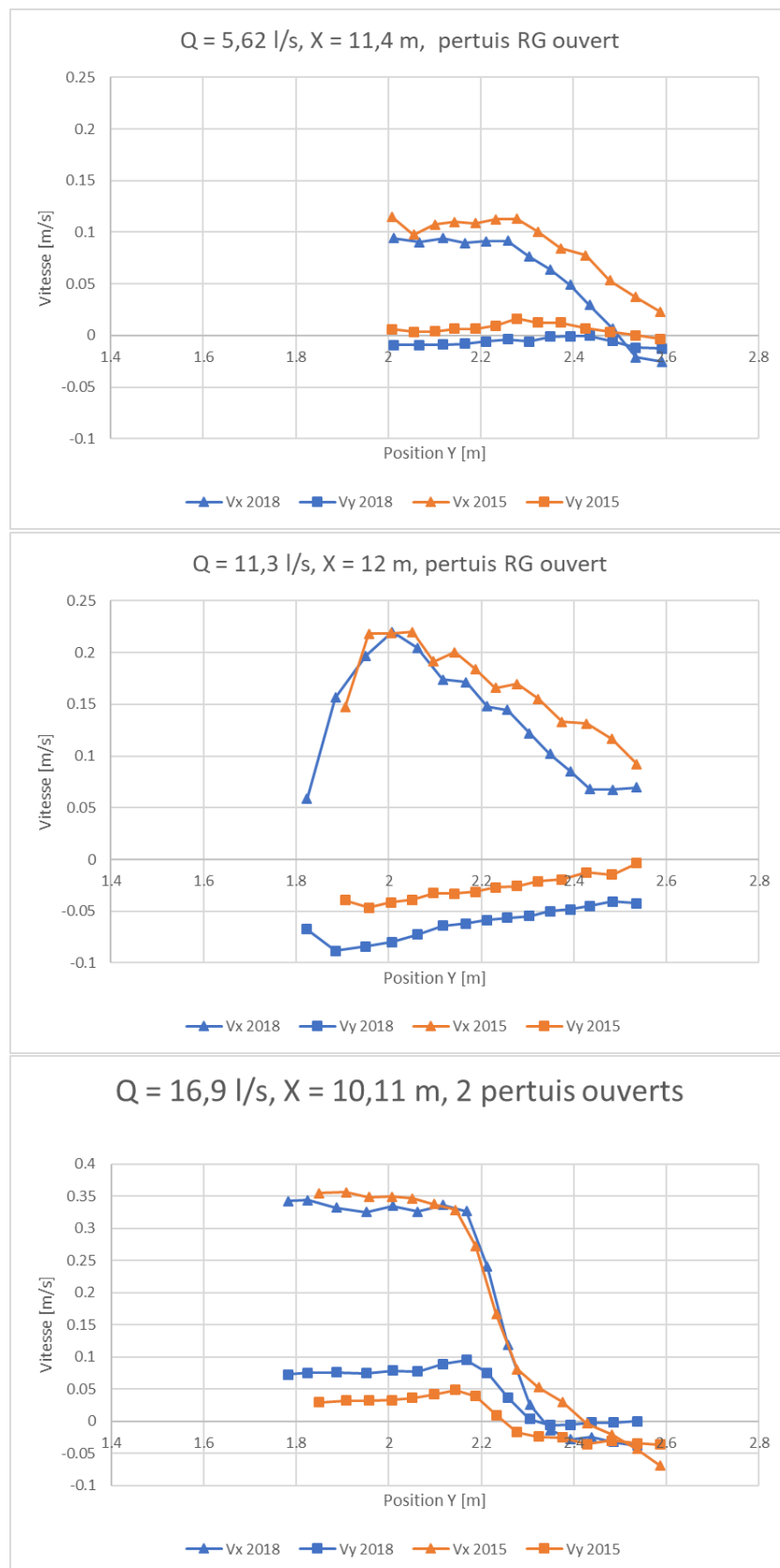


FIGURE 2.22 – Comparaison des vitesses entre 2015 et 2018

2.6 Érosion

L'utilisation d'un modèle réduit nécessite une mise à l'échelle des paramètres, et les sédiments ne dérogent pas à cette règle. Il est néanmoins plus difficile de trouver les facteurs de mise à l'échelle dans ce cas-ci. Premièrement, la viscosité de l'eau ne peut être adaptée en fonction de l'échelle du modèle. Les propriétés mécaniques (densité, angle de frottement, cohésion,...) des matériaux sont également difficilement mises à l'échelle. Le choix des grains est aussi délicat pour modéliser au mieux les phénomènes en laboratoire.

Dans cette section, sont reprises les démarches qui nous ont menés à choisir les sédiments à tester sur le modèle réduit ainsi que les résultats découlants des différents essais qui ont été réalisés au laboratoire. Une fois de plus, le but est de se rapprocher le plus fidèlement possible du comportement réel de la Sambre pour pouvoir comparer les résultats avec les modélisations numériques sur Sisyphe.

2.6.1 Caractéristiques de la Sambre

Pente de fond

Comme énoncé dans les aspects théoriques sur la sédimentologie, il faut connaître la pente de fond S_0 de la Sambre pour déterminer s'il y aura un phénomène d'érosion ou pas. Dans le but de pouvoir comparer nos résultats avec les résultats obtenus en 2015 [7], nous avons choisi de garder la même valeur de pente de fond.

Deux options sont possibles pour le choix de la pente de fond. D'une part, une pente calculée de manière locale sur environ 400 m en aval du barrage et sur base des relevés bathymétriques. Dans ce premier cas, on obtient $S_0 = 4,7 \cdot 10^{-4}$ []. La deuxième façon de faire est de considérer l'entièreté du bief n°11, c'est-à-dire entre Marcinelle et Montignies-sur-Sambre. Dans cette deuxième situation, la pente de fond vaut $S_0 = 6,67 \cdot 10^{-6}$ []. C'est cette dernière qui a été utilisée lors du TFE précédent, c'est pourquoi nous avons pris $S_0 = 6,67 \cdot 10^{-6}$ pour la suite de notre travail.

Outre le fait de choisir la même valeur par souci de comparaison des résultats, la deuxième manière de calculer la pente de fond est plus logique. On ne se concentre pas uniquement sur un calcul ponctuel (400m) mais bien sur un phénomène plus global qui est plus proche des conditions réelles rencontrées sur le terrain.

Nature du fond

Pour réaliser la courbe granulométrique du fond de la Sambre, il est nécessaire de procéder à des prélèvements in-situ pour ensuite les analyser en laboratoire afin d'en déterminer la composition, le poids volumique et la dispersion granulométrique. Cette étape n'a pas été réalisable en pratique car demandant des moyens trop importants. En effet, il faut se placer sur le cours d'eau et remonter des échantillons à la surface. Ceux-ci doivent ensuite être analysés en laboratoire. Le fond de la Sambre comporte des pierres de diamètre parfois important qui rend le prélèvement difficile. Ces pierres sont également trop volumineuses pour les tapis et autres appareils de tris dont dispose le Laboratoire des Recherches Hydrauliques.

A défaut de mesures de terrain, nous nous baserons sur des photos prises lors du dragage réalisé dans le bief 11 en 2007 ainsi que d'un essai CPT réalisé non loin du barrage de Marcinelle. Le premier élément est donc une photo prise par O. Gilsoul en 2007 (Figure 2.23). On peut y voir une grande variabilité des sédiments. Nous sommes en présence de particules fines telles que du sable mais aussi probablement de la vase. En plus de cela, on

observe également une grande quantité de sédiments plus grossiers comme des graviers et des pierres de plus grandes tailles. Sur base de ces observations, on peut dire que la courbe granulométrique est plutôt dispersée et que le diamètre moyen des grains doit être assez élevé.



FIGURE 2.23 – Matériaux du fond de la Sambre lors du dragage du 19/12/2007

Dans un deuxième temps, nous allons nous baser sur l'essai CPT (Figure 2.24) dont nous disposons. Le niveau du fond de la Sambre se trouve au niveau d'une couche de sol sablo-graveleuse, à la limite de la roche décomposée. Cela confirme les observations faites précédemment. Nous sommes en présence d'une courbe granulométrique assez étendue. Les diamètres les plus petits correspondent à du sable et il est possible que l'on soit en présence de résidus d'enrochement de diamètre d'une dizaine de centimètres.

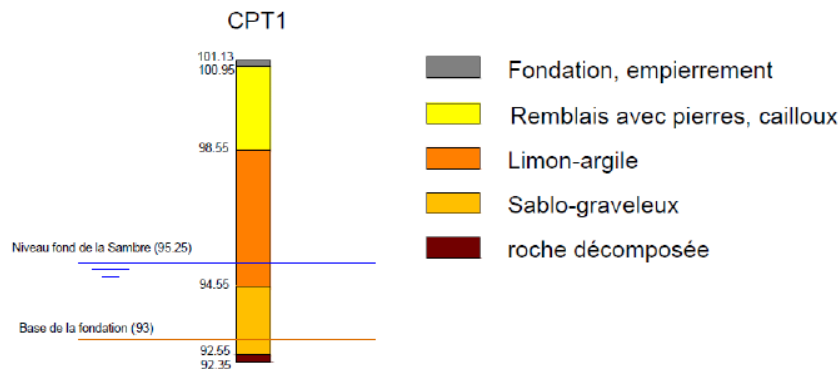


FIGURE 2.24 – Essai CPT aux alentours du barrage de Marcinelle

2.6.2 Choix des sédiments à tester

Pour les raisons de mises à l'échelle expliquées précédemment, il est important de choisir de manière optimale le matériau que nous allons placer dans la fosse d'érosion du modèle réduit afin de se rapprocher le plus fidèlement possible du comportement réel de l'écoulement. Une première caractéristique du fond de la Sambre est l'hétérogénéité du fond. Cependant, cette hétérogénéité ne sera pas modélisable en pratique. Il conviendra donc de choisir un matériau dont le comportement global satisfasse les conditions de terrain.

Lors de la mise à l'échelle, il n'est pas possible de réduire simplement la taille et la densité des sédiments. En effet, dans ce cas, la surface de contact entre les particules augmenterait, ce qui aurait pour conséquence d'augmenter leur résistance à l'écoulement. La mise à l'échelle ne suivrait donc pas la courbe de Shields-Van Rijn comme expliqué précédemment dans ce rapport. Deux solutions s'offrent alors à nous. On peut diminuer la densité des sédiments ou on peut augmenter la pente de fond.

En se basant sur le travail de Julien Verhaegen [17] ainsi que sur les conseils de nos promoteurs, nous avons envisagé trois sédiments à tester : du sable de quartz, des coquilles de noix broyées ainsi que des sciures de bois. Le sable de quartz a déjà été testé lors d'une étude précédente, il va nous servir à valider le processus expérimental ainsi qu'à vérifier la répétabilité des expériences. Ce matériau est régulièrement utilisé au laboratoire pour modéliser le transport de sédiments et nous donne donc bon espoir d'obtenir des résultats concluants. Les coquilles de noix et les sciures auraient à priori de meilleures propriétés de résistance au cisaillement qu'il serait utile de tester.

Matériaux	Diamètre médian d_{50}	Densité ρ_0
	[mm]	[kg/m ³]
Sable de quartz	0,1	2650
Coquilles de noix	0,5	1200
Sciures de bois	0,1 - 1	1010

TABLE 2.5 – Caractéristiques des matériaux à tester

A priori, le sable possède des caractéristiques plus au moins similaires aux sédiments du fond de la Sambre. Il y a donc de bonnes chances pour que ce matériau se comporte bien et que les résultats ainsi obtenus soient représentatifs des phénomènes étudiés. Concernant les coquilles de noix, les attentes sont également élevées. Cependant, nous pouvons émettre quelques réserves par rapport au fait que sa densité soit fort proche de celle de l'eau. Les mêmes considérations peuvent être faites pour les sciures de bois sachant que leur densité est encore plus proche de celle de l'eau. De plus, nous avons affaire à deux matériaux organiques, ce qui nécessite de saturer le produit avant utilisation sur modèle réduit comme expliqué par J. Verhaegen [17].

2.6.3 Essais avec sable de quartz

Configurations

Pour les essais avec le sable de quartz, nous avons choisi différentes configurations à tester en fonction du débit et de l'ouverture ou non des deux pertuis. La Table 2.6 reprend les différents tests que nous avons réalisés avec le sable. Les résultats expérimentaux seront présentés plus loin dans ce travail en confrontation avec le modèle numérique.

#	Débit [m^3/s]	Pertuis ouverts
1	100	2 pertuis
2	100	Pertuis en rive écluse
3	200	2 pertuis
4	200	Pertuis en rive écluse
5	300	2 pertuis
6	300	Pertuis en rive écluse

TABLE 2.6 – Configurations simulées sur le modèle réduit

Mise en place des sédiments

La mise en place des sédiments a été relativement facile avec le sable. Nous avons affaire à un matériau inerte et dont la masse volumique est nettement supérieure à $1000 \text{ kg}/m^3$. La procédure de mise en place fut donc la suivante : nous avons rempli l'intégralité de la fosse d'érosion de ce sable, par la suite nous avons progressivement fait couler de l'eau dessus afin de saturer le sable et de ne pas lessiver le tout lors du remplissage du canal.

Lors de la mise en place d'un essai, nous avons à chaque fois réalisé le même processus. Au sec, le nivelage de la fosse d'érosion est réalisé afin d'obtenir une surface aussi lisse et régulière que possible. Il n'était pas utile dans ce cas de compacter le sable avec une plaque vibrante car celui-ci se compactait très bien de lui-même lorsqu'il était saturé.

Pour éviter que la première vague qui arrive lorsqu'on remplit le canal n'emporte tout le sable, il est important de remplir progressivement le canal par les deux extrémités.

En fonction du débit testé, nous observons plus ou moins rapidement des ondulations (Figure 2.25) se dessiner dans le sable.



FIGURE 2.25 – Érosion du sable de quartz

2.6.4 Essais avec coquilles de noix

Pour les coquilles de noix, la phase de mise en place fut plus laborieuse. Cela est dû au fait que sa densité soit faible et qu'il s'agisse d'un matériau organique et sec. Nous avons rempli la fosse d'érosion de coquilles concassées et ensuite nivelé le tout. Lorsque nous avons tenté de mettre le tout sous eau, une grande partie des coquilles sont remontées et ont été emportées par l'écoulement. Nous avons fait l'erreur de ne pas humidifier suffisamment le matériau avant de tenter de remplir le canal. Nous avons donc remplacé les coquilles emportées et saturé l'ensemble des sédiments.

Pour la mise en place d'un essai, nous avons procédé au tassement des sédiments saturés avec une plaque vibrante (Figure 2.26). De la même manière que pour le sable, nous procédons à un remplissage du canal tant par l'amont que par l'aval pour éviter que la première vague ne lessive les sédiments. En pratique, cela s'est révélé laborieux et non concluant.



FIGURE 2.26 – Mise en place des coquilles de noix

Pour le cas à priori le moins critique, $100 \text{ m}^3/\text{s}$ et deux pertuis ouverts, nous n'avons pas eu le temps de réaliser un relevé bathymétrique initial sans que le phénomène d'érosion

ne soit trop marqué.

Pour le test de $200 \text{ m}^3/\text{s}$ avec deux pertuis ouverts, nous n'avons même pas réussi à prendre la mesure de la bathymétrie initiale. En effet, l'écoulement passait sous le premier arrière-radier (Figure 2.27) et emportait les coquilles de noix se trouvant en dessous. Les deux plaques étaient alors emportées et ne tenaient plus en place.



FIGURE 2.27 – Les deux arrières-radiers

Dès lors, la décision a été prise de ne pas continuer les essais avec les coquilles de noix car celles-ci ne se comportent pas de manière satisfaisante. Comme déjà souligné, elles sont très légères et sont donc emportées très vite par l'écoulement.

Au vu de ces résultats avec les coquilles de noix, la perspective de réaliser des essais avec les sciures de bois a été abandonnée. Elles présentent en effet des propriétés similaires aux coquilles et nous pouvons dès lors nous attendre à un comportement identique. Il conviendra donc de trouver à l'avenir d'autres types de sédiments à tester en modèle réduit.

Chapitre 3

Modèle numérique

Dans ce chapitre seront développés les aspects liés au modèle numérique utilisé pour notre étude. Après une rapide introduction des motivations derrière ce modèle, l'environnement informatique des programmes utilisés sera développé. Ensuite, le fonctionnement et l'utilisation de TELEMAC2D et Sisyphe seront explicités en détails.

3.1 Démarche

L'intérêt d'un modèle numérique dans la modélisation d'écoulements en opposition au modèle expérimental est évident. Tout d'abord, un modèle numérique, une fois développé et validé, présente l'avantage d'être réutilisable indéfiniment à peu de frais. Ensuite, des modifications et ajustements du modèle sont possibles. Malheureusement, le caractère parfois imprévisible des logiciels de modélisation leur confère une dimension "boîte noire" qui ne garantit pas la justesse des résultats.

Au contraire, un modèle réduit comme celui de Marcinelle comporte moins de leviers de réglages mais est plus robuste face aux éventuelles erreurs de modélisation.

La démarche adoptée pour cette étude est donc d'associer le meilleur des 2 mondes : valider la modélisation numérique grâce aux manipulations sur modèle réduit. Une fois le modèle numérique validé, il pourra être élargi et diversifié à d'autres cas similaires au barrage de Marcinelle.

Six configurations différentes ont été simulées sur TELEMAC/Sisyphe pour couvrir l'ensemble des cas rencontrés sur terrain (Table 3.1). Ce sont les mêmes que celles étudiées expérimentalement. Il est important de noter que toutes les simulations numériques ont été réalisées en échelle prototype, c'est-à-dire en échelle réelle. Toutes les valeurs et unités et de ce chapitre sont donc à considérer en échelle réelle.

#	Débit [m ³ /s]	Pertuis ouverts
1	100	2 pertuis
2	100	Pertuis en rive écluse
3	200	2 pertuis
4	200	Pertuis en rive écluse
5	300	2 pertuis
6	300	Pertuis en rive écluse

TABLE 3.1 – Configurations simulées sur TELEMAC

3.2 L'environnement informatique

Les programmes informatiques utilisés pour notre étude sont tous attachés à la suite open-TELEMAC, un environnement open source développé initialement en France par le Laboratoire National d'Hydraulique et Environnement d'EDF et qui est désormais également géré par un consortium d'instituts de recherches et de consultants. Cette suite de logiciels permet de modéliser principalement des écoulements en surface libre (maritimes ou fluviaux) en résolvant les équations des Saint-Venant à 2 dimensions.

Plus précisément, 5 programmes distincts sont utilisés de manière complémentaire :

Matisse : ce pré-processeur est utilisé pour générer le maillage d'éléments finis. A partir d'une situation topographique donnée, on peut décider quelles zones seront fortement maillées ou au contraire faiblement maillées.

TELEMAC2D : ce solveur résout les équations de Saint-Venant proprement dites. Sans interface graphique, le pilotage se fait au moyen de fichiers de paramètres et sous invite de commande. C'est ce qui confère à ce programme un caractère austère et difficile d'accès pour un néophyte.

Sisyphe : ce module complémentaire à TELEMAC2D permet de prendre en compte le transport de sédiments et d'étudier l'évolution du lit de la rivière. Son utilisation se fait en parallèle avec TELEMAC2D.

Rubens : également appelé post-processeur, c'est le module de traitement des résultats. Rubens permet de sortir les résultats du solveur sous forme graphique. Les figures présentées dans ce chapitre et les suivants en sont issues.

FUDAA-PrePro : Ce programme permet à la fois de vérifier les maillages, d'éditer les fichiers de paramètres de TELEMAC au moyen d'une interface graphique et de représenter certains résultats graphiquement, notamment des animations.

Nous utilisons cet environnement car nous nous inscrivons dans le cadre plus général du Laboratoire des Recherches Hydrauliques qui effectue la plupart de ses simulations sur TELEMAC.

Le fait que ces logiciels soient open-source permet d'avoir accès à une documentation et une communauté fournies. Ils présentent également l'avantage d'être plus transparents dans leur code que d'autres solutions commerciales. Par ailleurs, ils constituent un outil performant pour qui sait s'en servir.

A l'inverse, les désavantages principaux sont que ces pré- et post-processeurs ne sont plus mis à jour régulièrement, qu'ils ne soient pas facilement accessibles aux non-initiés,

que les modules deviennent désuets dans un environnement informatique moderne et que le support ne soit pas garanti.

3.3 Procédure

Pour obtenir des résultats valables, nous avons suivi une procédure stricte qui comprend plusieurs étapes bien distinctes.

3.3.1 Génération du maillage

TELEMAC2D résout les équations hydrodynamiques qui seront développées dans la section 3.4.1 suivant la méthode des éléments finis. Un maillage composé d'éléments triangulaires constitue donc le point de départ du processus. La zone étudiée numériquement va des pertuis du barrage jusqu'à une section située à 1 *km* à l'aval du barrage de Marcinelle (Figure 3.1).

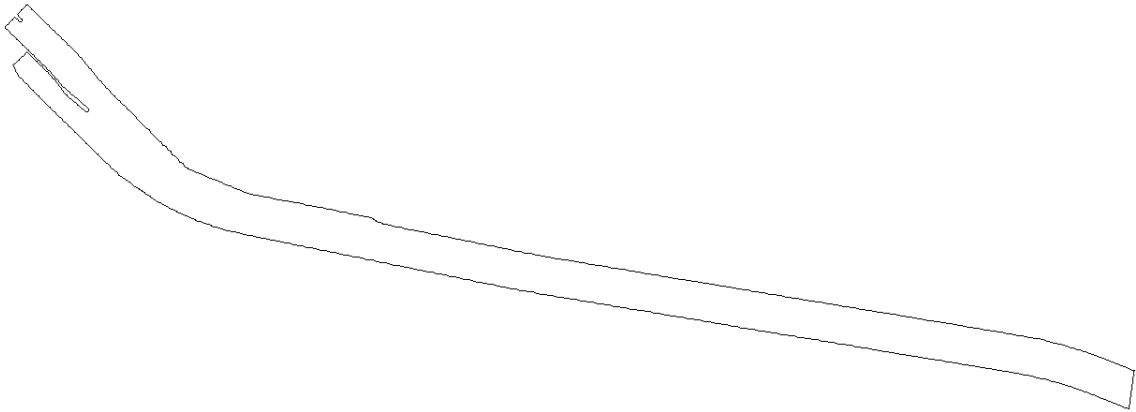


FIGURE 3.1 – Étendue de la zone modélisée numériquement

Ce maillage est lui-même basé sur le relevé bathymétrique de la Sambre datant d'octobre 2010. Introduit dans le pré-processeur Matisse, on définit alors la densité du maillage. Celle-ci est plus élevée dans la zone d'intérêt juste à l'aval du barrage et moins élevée dans le reste du bief modélisé (Figure 3.2 et Table 3.2).

Nombre de noeuds	14 216
Nombre d'éléments	27 192
Longueur minimale d'arête	50 <i>cm</i>
Longueur maximale d'arête	4,52 <i>m</i>
Maillage fin	0 – 200 <i>m</i>
Maillage grossier	200 – 1000 <i>m</i>

TABLE 3.2 – Propriétés principales du maillage

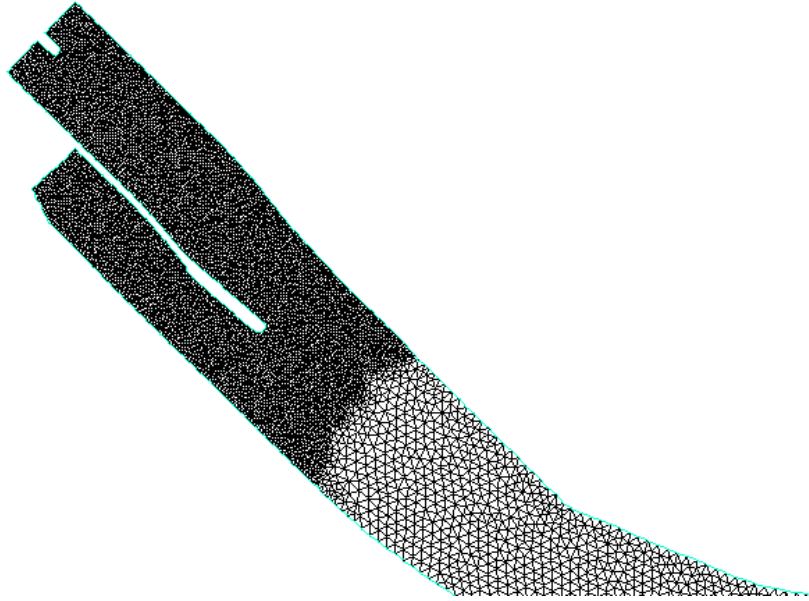


FIGURE 3.2 – Densité du maillage

3.3.2 Paramétrisation

Comme évoqué précédemment, TELEMAC2D est piloté via des fichiers de paramètres. Ces 5 fichiers de paramètres permettent de contrôler tous les aspects de la simulation. Ils sont modifiés dans un simple éditeur de texte ou au moyen de FUDAA-PrePro.

Fichier de paramètres : on retrouve dans ce fichier central les options de calcul telles que la durée, le pas de temps, les variables à sortir et les options du solveur ainsi que les paramètres hydrauliques : loi et coefficient de frottement, modèle de turbulence. Des exemples de fichiers de paramètres pour TELEMAC2D et Sisyphe sont disponibles en annexe.

Fichier de géométrie : c'est le fichier de maillage en binaire issu du pré-processeur Matisse.

Fichier de conditions aux limites : ce fichier liste l'ensemble des noeuds du maillage qui sont situés sur une frontière et précise de quel type de frontière il s'agit (liquide ou solide).

Fichier de frontières liquides : les conditions limites liquides (débits et/ou hauteurs d'eau) sont détaillées en fonction du temps dans ce fichier de configuration.

Fichier des zones non érodables : ce fichier codé en Fortran permet de gérer les zones qui peuvent être érodées ou non par Sisyphe.

3.3.3 Résolution par TELEMAC

La résolution proprement dite des équations de Saint-Venant, également appelée simulation hydrodynamique, se fait en lançant une simulation du fichier de paramètres via TELEMAC2D. Le calcul des vitesses et des hauteurs d'eau de l'écoulement se fait par une première simulation sur TELEMAC2D seul. Cette première résolution ne prend pas en compte le transport solide (section 3.4).

3.3.4 Résolution par Sisyphe

Pour obtenir des résultats sur l'érosion du fond de la rivière, une deuxième simulation est lancée cette fois-ci avec TELEMAC2D et Sisyphe couplés. La méthode est particulière : Sisyphe se base sur les résultats calculés à l'étape 3.3.3 précédente pour débiter son calcul d'érosion (Section 3.5).

3.3.5 Représentation des résultats

Les résultats fournis par TELEMAC2D et Sisyphe sont enregistrés au format binaire et donc illisibles. Les post-processeurs Rubens et FUDAA-PrePro permettent de représenter les variables sous forme graphique : nuages de vecteurs, surfaces colorées, évolutions temporelles, sections.

3.3.6 Analyse des résultats

Les Figures et Tableaux de valeurs obtenus sont alors mis en confrontation entre eux et avec les résultats obtenus sur le modèle réduit.

3.4 TELEMAC2D

3.4.1 Résolution

Comme mentionné précédemment, TELEMAC résout les équations de Barré de Saint-Venant en 2 dimensions horizontales pour obtenir, en tout point du maillage, les composantes de vitesses et la hauteur d'eau. Ces équations hydrodynamiques sont dans l'ordre : continuité, dynamique selon x et dynamique selon y .

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial h}{\partial t} + u \cdot \vec{\nabla}(h) + h(\vec{u}) = S_h \\ \frac{\partial u}{\partial t} + \vec{u} \cdot \vec{\nabla}(u) = -g \frac{\partial Z}{\partial x} + S_x + \frac{1}{h} \vec{\nabla}(h v_t \vec{\nabla} u) \\ \frac{\partial v}{\partial t} + \vec{u} \cdot \vec{\nabla}(v) = -g \frac{\partial Z}{\partial y} + S_y + \frac{1}{h} \vec{\nabla}(h v_t \vec{\nabla} v) \end{array} \right. \quad (3.1)$$

h	m	hauteur d'eau
u, v	m/s	composantes de la vitesse
g	m/s^2	accélération de la pesanteur
v_t	m^2/s	coefficients de diffusion de la vitesse
Z	m	cote de la surface libre
t	s	temps
x, y	m	composantes d'espace horizontales

Chacune de ces équations comprend un terme de convection, un terme de gradient de pression, un terme source et un terme de diffusion. Les termes S_h , S_x et S_y sont des termes-sources qui représentent le vent, la force de Coriolis, le frottement de fond, ...

Les équations de Barré de Saint-Venant (C. Dawson & M. Mirabito - Austin, 2008 [4]) ou équations d'eau peu profonde (*shallow water equations*) sont un ensemble d'équations différentielles qui décrivent le flux dans un fluide, dans notre cas, en surface libre.

Ces équations sont issues des équations de Navier-Stokes dans le cas où l'échelle des longueurs horizontales est beaucoup plus grande que l'échelle des longueurs verticales et que la vitesse verticale du fluide est petite. Cette composante verticale de la vitesse est d'ailleurs négligée dans les équations.

Par défaut, TELEMAC2D résout les équations de Saint-Venant sur un maillage d'éléments finis. Les équations sont discrétisées au moyen d'éléments linéaires triangulaires.

3.4.2 Condition initiale

La condition initiale que l'on impose sur tout le bief est une hauteur d'eau constante. On prend comme valeur initiale la cote imposée à l'aval. Lorsque la simulation débute, le débit entrant entraîne des fluctuations transitoires jusqu'à stabilisation.

3.4.3 Conditions aux limites

Les conditions aux limites sont gérées au moyen du fichier `.cli`. Il contient la liste de tous les points situés sur la frontière du maillage. On peut modifier les propriétés de ces points pour changer la nature de la frontière : berge, entrée ou sortie liquide.

Tout d'abord, on distingue les limites liquides et solides. Les 2 pertuis du barrage et la section en aval sont définis comme étant des frontières liquides tandis que les rives et la pile de pont sont considérées comme étant des frontières solides.

Les frontières sont munies d'attributs qui posent le problème : vitesses et hauteurs d'eau. Soit ces conditions aux limites sont libres (type Dirichlet), soit on leur impose une valeur (type Neumann). Voici 2 exemples de lignes de codes issues d'un fichier `.cli`, elles correspondent respectivement à une frontière fermée et à une sortie liquide.

```
2 2 2 0 0 0 0 2 0 0 0 707 435
5 4 4 0 0 0 0 4 0 0 0 10 436
```

Les colonnes sont associées à une condition :

- Premier chiffre = condition sur la hauteur d'eau.
- Deuxième chiffre = condition sur la vitesse ou le débit en x.
- Troisième chiffre = condition sur la vitesse ou le débit en y.

Les autres colonnes sont les valeurs attribuées à d'autres paramètres de simulations non pertinents ici. Les 2 dernières colonnes correspondent au numéro et à l'indice du noeud.

Les valeurs des 3 premières et de la 8^e colonnes renseignent sur le type de condition à la limite imposée sur ce point :

- 2 signifie que le point est un point frontière.
- 4 signifie que la condition est libre (Neumann).
- 5 signifie que la condition est imposée (Dirichlet).

Pour les entrées d'eau dans le bief, la hauteur d'eau et le débit sont fixés alors que pour la sortie à l'aval, seule la hauteur d'eau est fixée. L'écoulement en entrée est un affleurement sous vanne, c'est-à-dire que le débit et la hauteur d'eau sont imposés.

Débit	Cote initiale	Cote amont		Cote aval
		1 pertuis	2 pertuis	
$[m^3/s]$	$[m]$	$[m]$	$[m]$	$[m]$
100	97,047	97,05	96,25	97,047
200	97,4	98,15	97,05	97,4
300	97,85	98,75	97,25	97,85

TABLE 3.3 – Conditions limites à imposer

La hauteur d'eau à l'aval est conditionnée par le niveau d'eau au barrage qui suit celui de Marcinnelle : Montignies-sur-Sambre. Au droit de ce barrage, la hauteur d'eau est de 3,35 m. Par un calcul d'axe hydraulique jusqu'à la section aval de notre modèle numérique, on peut obtenir la hauteur d'eau à cet endroit.

Les équations sont résolues par la méthode du gradient conjugué. Des erreurs de bilans de masse totaux sont apparues lors de nos simulations car la condition limite à l'aval est une hauteur d'eau fixée. TELEMAC2D ne résout dès lors pas l'équation de continuité pour ces points mais se contente de l'équation :

$$profondeur = valeur\ imposée$$

Il s'en suit que le débit de sortie n'est pas identique au débit d'entrée en situation stationnaire. Par exemple, pour un débit d'entrée de 300 m^3/s , on observe un débit de sortie de 250 m^3/s . On a pu corriger ce problème en vérifiant la continuité globale du système par l'utilisation du mot-clé CORRECTION DE CONTINUITE.

3.4.4 Durée

Après un intervalle de temps de 1800 s (30 min), les fluctuations de début de simulation disparaissent et on atteint une situation d'équilibre comme illustré sur la Figure 3.3. Une simulation d'une durée de 1800 s à l'échelle réelle prend entre 10 et 15 minutes pour être calculée par ordinateur.

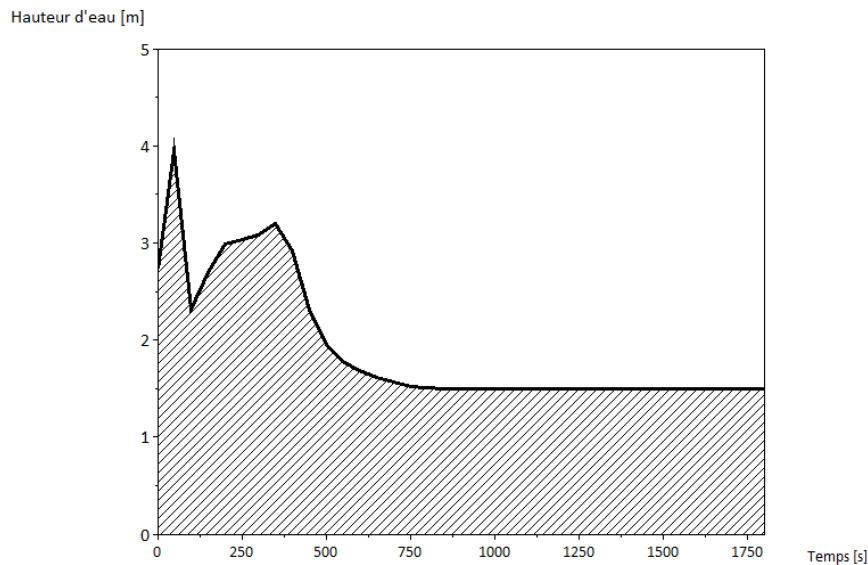


FIGURE 3.3 – Hauteur d'eau au cours d'une simulation hydrodynamique [m]

3.4.5 Turbulence

Lors de la paramétrisation du modèle, il est nécessaire de choisir un modèle adéquat pour la turbulence. Ce choix aura un impact sur les résultats : les recirculations seront plus ou moins importantes et les profils de vitesse se diffuseront plus ou moins rapidement.

Plusieurs modèles de turbulence sont modélisables sur TELEMAC2D : le modèle à viscosité constante, le modèle Elder, le modèle k-epsilon et celui de Smagorinski. L'étude de 2015 (C. Haumont & T. Racot - EPL 2015 [7]) a démontré que le modèle Elder était celui qui fournissait la meilleure correspondance entre les profils de vitesses expérimentaux et numériques. C'est ce modèle de turbulence qui sera utilisé pour les simulations numériques.

Le modèle de turbulence Elder (J-M Hervouet - EDF 2017 [8]) prend en compte le rôle de la dispersion et distingue 2 viscosités différentes : la première K_l qui est longitudinale à l'écoulement et K_t , transversale à l'écoulement. Par défaut, Elder a montré que :

$$K_l = a_l u * h = 6 u * h \quad (3.2)$$

$$K_t = a_t u * h = 0,6 u * h \quad (3.3)$$

Avec h la hauteur d'eau [m] et $u*$ la vitesse de frottement [m/s], 0,6 et 6 étant les coefficients de dispersion par défaut. Le mémoire de 2015 (C. Haumont & T. Racot - EPL 2015 [7]) préconise les valeurs reprises dans le tableau 3.4 pour les coefficients de dispersion.

	a_l	a_t
$Q = 100m^3/s$	30	3
$Q = 200m^3/s$	30	3
$Q = 300m^3/s$	10	1

TABLE 3.4 – Coefficients de dispersion préconisés par l'étude de 2015 [7]

3.5 Sisyphe

Sisyphe est le module du système TELEMAC qui va calculer l'évolution du fond et le transport solide en fonction du temps.

3.5.1 Couplage

Sisyphe fonctionne en complémentarité avec TELEMAC2D de la manière suivante : TELEMAC2D calcule les champs de vitesse et les hauteurs d'eau jusqu'à l'équilibre pour une configuration donnée. Aucune modification du fond n'est considérée.

Sisyphe permet de calculer l'évolution du fond et le débit solide en prenant comme conditions initiales le champ de vitesse et les hauteurs d'eau calculés par TELEMAC2D lors de la simulation hydrodynamique. Il poursuit ensuite cette situation en faisant appel à Sisyphe à chaque pas de temps pour calculer le transport solide. Cette méthode de couplage est appelée **INTERNAL COUPLING** (J. Jankowski, BAW 2002 [9]) et permet d'obtenir l'évolution morphologique à chaque pas de temps. Un schéma de cette méthode est visible sur la Figure 3.4.

A partir de conditions initiales données, TELEMAC2D calcule les variables de type *hydrodynamics* tandis que Sisyphe s'occupe du *sediment transport* et de la modification morphologique (*bed evolution*) de manière couplée.

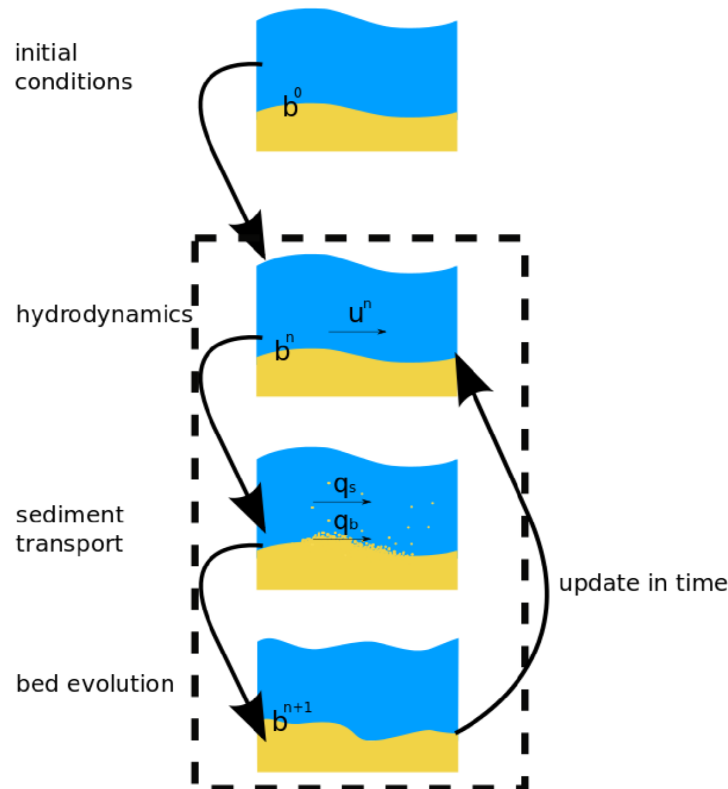


FIGURE 3.4 – Couplage des simulations hydrodynamique et morphologique (Tossi P., Sisyphe User Manual, 2017 [16])

Une autre méthode, moins gourmande en temps de calcul (**CHAINING METHOD**) est également possible mais donne moins de précisions.

3.5.2 Résolution

Sisyphe prend en compte 2 types de transports solide en rivière : le charriage et la suspension. Les sédiments pris en compte peuvent être cohésifs ou non et être répartis en plusieurs couches.

Sisyphe modélise le transport solide en utilisant l'équation de conservation de la masse des sédiments, également appelée équation de Exner sur le maillage d'éléments finis déjà utilisé par TELEMAC2D.

$$(1 - \lambda) \frac{\partial z_b}{\partial t} + \nabla \cdot Q_b = 0 \quad (3.4)$$

Q_b	m^2/s	vecteur de transport solide
λ	—	porosité du fond
z_b	m	élévation du fond

L'équation se comprend très simplement par ses 2 termes : le premier correspond à un dépôt ou une érosion du lit alors que le deuxième terme représente le débit solide. A une augmentation (ou diminution) du niveau du lit correspond une quantité proportionnelle de sédiments délaissés (ou emportés). Le transport solide Q_b est calculé en fonction de la capacité de transport solide à l'équilibre.

Pour nos simulations, nous n'avons pris en compte que le transport par charriage pour le mettre en évidence et être cohérent avec le modèle expérimental. Celui-ci est défini comme le transport des grains le long du fond. Le transport solide adimensionnel est défini comme suit (P. Tassi - Sisyphe User Manual, 2017 [16]) :

$$\Phi_b = \frac{Q_b}{\sqrt{g(s-1)d^3}} \quad (3.5)$$

$s = \rho_s/\rho$	—	densité relative
ρ_s	kg/m^2	densité du sédiment
ρ	kg/m^2	densité de l'eau
d	m	diamètre moyen des grains
g	m/s^2	accélération de la pesanteur

Φ_b peut être calculé de plusieurs manières différentes par Sisyphe en fonction du paramètre de Shields. Pour rappel, le paramètre de Shields s'exprime comme suit :

$$\theta = \frac{\mu \tau_b}{(\rho_s - \rho)gd} \quad (3.6)$$

μ	—	facteur de correction pour le frottement
τ_b	Pa	contrainte de cisaillement au fond

Les différentes manières de calculer Φ_b par Sisyphe sont les formules de *Meyer-Peter et Müller*, *Einstein-Brown* et *Van Rijn*.

Meyer-Peter et Müller : particulièrement adaptée aux sédiments $d = 0,4 - 29$ [mm], c'est cette formule qui est traditionnellement utilisée.

$$\Phi_b = \begin{cases} 0 & \text{si } \theta < \theta_{cr} \\ \alpha_{mpm}(\theta - \theta_{cr})^{3/2} & \text{sinon} \end{cases} \quad (3.7)$$

Avec α_{mpm} un coefficient et θ_{cr} le paramètre de Shields critique.

Einstein-Brown : basée sur le concept d'énergie, cette formule est validée pour les graviers $d = 0,25 - 32$ [mm]

$$\Phi_b = F(D_*)f(\theta)$$

Avec D_* le diamètre adimensionnel et θ le paramètre de Shields.

Van Rijn : formule pour les sédiments plus fins, $d = 0,2 - 2$ [mm]

$$\Phi_b = 0,053 D_*^{-0,3} \left(\frac{\theta - \theta_{cr}}{\theta_{cr}} \right)^{2,1}$$

Les simulations ont été réalisées avec ces différentes formules. Aucune différence notable n'ayant été relevée et le diamètre moyen des grains simulés étant de 5 mm, la suite du processus se fera avec la formule Meyer-Peter et Müller.

3.5.3 Fond non érodable

L'aval du barrage comporte un radier d'une longueur de 115 m à partir des pertuis. Ce radier en béton armé est considéré comme non érodable dans notre simulation d'évolution morphologique. Sisyphe permet de définir une telle zone en intégrant la notion de fond rigide.

Par défaut, le fond rigide de toute situation est considéré comme étant situé à 100 m sous le niveau du fond du bief. Autrement dit, l'érosion peut théoriquement atteindre une profondeur de 100 m maximum.

On peut changer cette profondeur du fond rigide en programmant le fichier Fortran `noerod.f`. Le fond rigide est alors ramené au niveau du fond du bief pour la zone bétonnée et garantit qu'aucune érosion n'est possible en cet endroit. Sur la Figure 3.5 est représentée la hauteur du fond rigide : le radier est alors visible en rouge. La Figure 3.6 est une coupe verticale du problème suivant le segment noir de la Figure 3.5. Le fond rigide est représenté en rouge, le lit est en orange et la surface de l'eau en bleu.

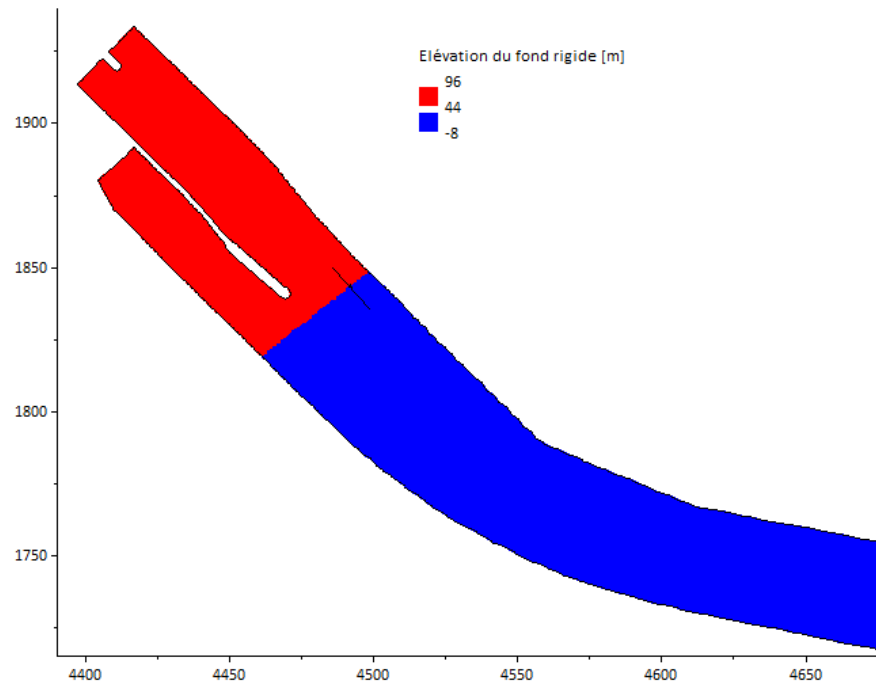


FIGURE 3.5 – Cote absolue du fond rigide [m]

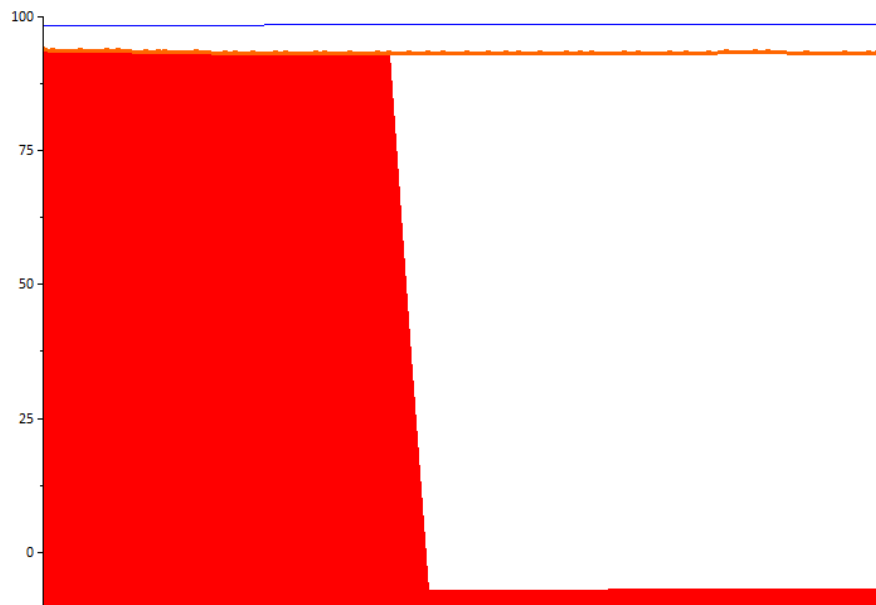


FIGURE 3.6 – Élévation du problème [m] - Section verticale

3.5.4 Déroutement des tests

Notre étude s'inscrit dans la suite du mémoire de 2015. Une des conclusions était que l'érosion n'avait pas été modélisée car un débit solide non nul et non négligeable entraînait dans le système (Figure 3.7). Ces sédiments qui entraient par les pertuis dans la zone étudiée se déposaient dans le bief et on constatait alors un dépôt et donc une élévation du niveau du lit plutôt qu'une érosion.

Le cheminement suivi et les résultats obtenus par Sisyphe sont repris dans la section 5.2.

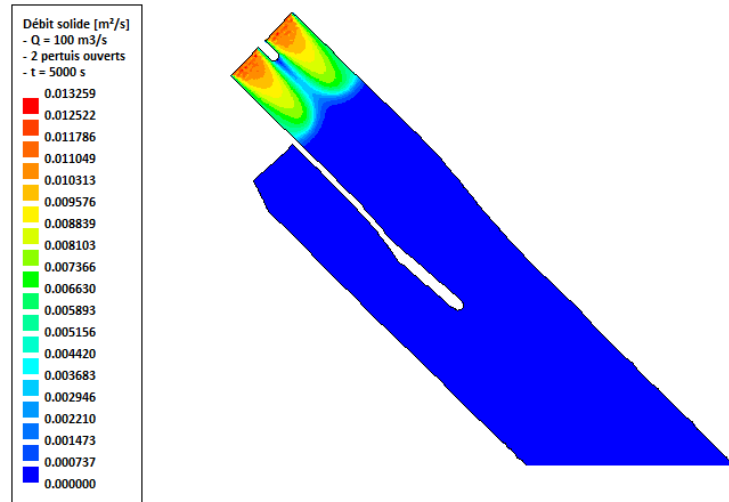


FIGURE 3.7 – Débit solide non nul en entrée [m²/s] - Problème de l'étude de 2015

Chapitre 4

Analyse des vitesses

Ce chapitre présente les résultats obtenus concernant les champs de vitesse. Nous présenterons dans un premier temps les résultats expérimentaux et numériques de manière séparée. Une comparaison des deux méthodes sera ensuite réalisée en fin de chapitre. Pour l'ensemble des sections, nous traiterons les résultats en coordonnées Lambert et les vitesses seront toutes mises à l'échelle prototype.

4.1 Modèle expérimental

Sur les Figures 4.1, 4.2 et 4.3 de la page 56 sont représentés les champs de vitesse tels que mesurés sur le modèle réduit. Les débits étudiés sont respectivement 100, 200 et 300 m^3/s . Ces choix ont déjà été discutés précédemment (section 2.5.1). Pour chacun de ces débits, deux tests sont présentés. L'un avec les deux pertuis ouverts et le second avec uniquement le pertuis en rive écluse ouvert (voir flèches rouges).

Quelques observations peuvent être faites sur base de ces Figures. Comme attendu, l'ouverture d'un ou deux pertuis semble avoir une incidence sur la manière dont les champs de vitesse s'établissent dans le canal. La rencontre entre la zone d'eau calme (sortie de l'écluse) et la zone d'eau en circulation provoque une discontinuité dans la distribution des vitesses. Enfin, le débit a une influence directe sur la vitesse de l'écoulement.

Deux pertuis ouverts

Le premier paramètre remarquable est l'ouverture des pertuis. Lorsque les deux pertuis sont ouverts, on observe une distribution relativement égale de l'écoulement entre les deux barrages. La première section de mesure est influencée par le môle se trouvant entre les barrages. Cette discontinuité se résorbe rapidement et l'écoulement devient uniforme par la suite.

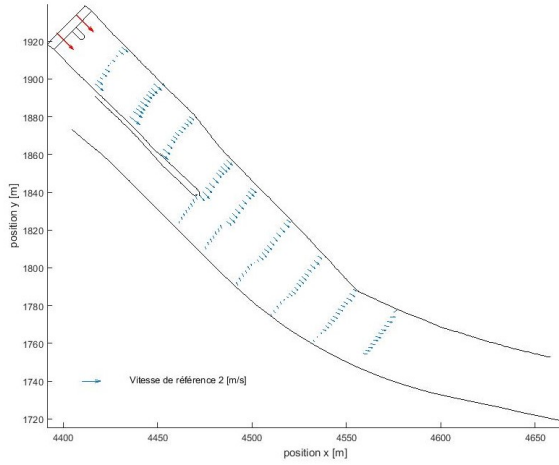
Un pertuis ouvert

Dans le cas où seul le pertuis en rive écluse est ouvert, la situation est très différente. L'ensemble du débit passe par un seul pertuis et cela conduit à de nombreuses irrégularités. La distribution des vitesses à la sortie du pertuis ouvert n'est pas uniforme, l'écoulement semble être ralenti, d'une part, par les parois du canal et, d'autre part, par la zone d'eau calme se trouvant devant le pertuis fermé. Si on se place un peu plus loin, on observe que l'écoulement a tendance à s'élargir sur la largeur totale de la section. Ce phénomène provoque une recirculation dans la zone d'eau calme. Cela est dû à la mise en mouvement

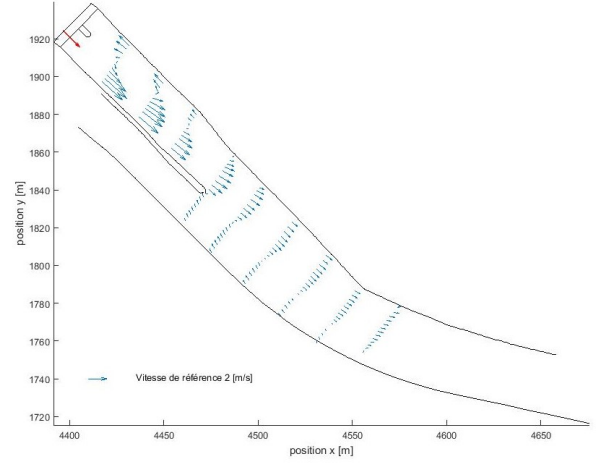
de l'eau morte par l'écoulement en mouvement, ce qui a tendance à former un tourbillon dans la zone morte. La distribution des vitesses tend à atteindre une répartition uniforme plus ou moins loin en fonction du débit considéré.

Le deuxième élément remarquable est la rencontre entre la zone d'eau morte située à droite du môle et l'écoulement provenant des barrages. Quelle que soit la configuration d'ouverture des pertuis, le phénomène semble être similaire : nous avons une zone de recirculation. De la même manière que lorsqu'un seul pertuis est ouvert, la recirculation est provoquée lors de la rencontre entre deux masses d'eau qui ont des vitesses différentes. Dans notre cas, nous avons une masse au repos et l'autre ayant une vitesse plus ou moins importante en fonction du débit étudié.

Le dernier élément intéressant à remarquer est l'influence du débit. Par définition, le débit s'exprime comme étant le rapport entre la vitesse et la section dans laquelle l'écoulement passe. La section ne variant que légèrement en fonction du débit (la hauteur d'eau augmente peu), la vitesse est donc directement proportionnelle au débit. Cela se constate aisément en comparant les résultats obtenus avec des débits de 100 et 300 m^3/s . Notons également que plus le débit est faible, plus l'écoulement s'uniformise rapidement.

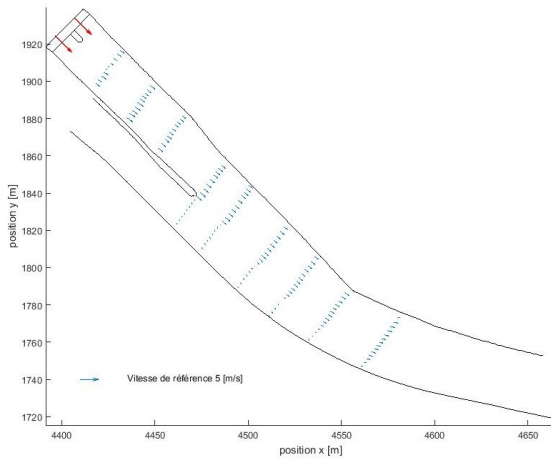


(a) Deux pertuis ouverts

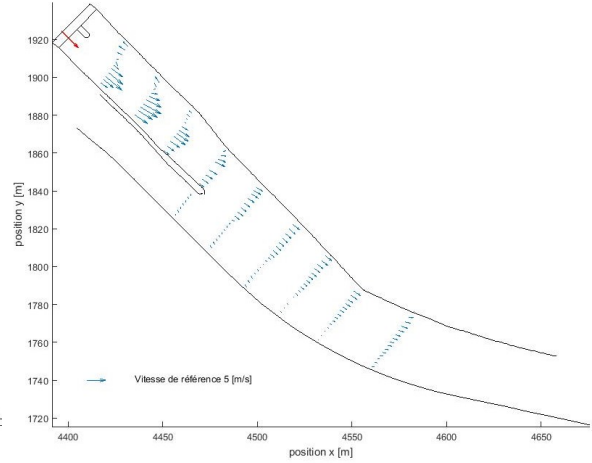


(b) Un pertuis ouvert

FIGURE 4.1 – Vitesses issues du modèle expérimental - $Q = 100 \text{ m}^3/s$

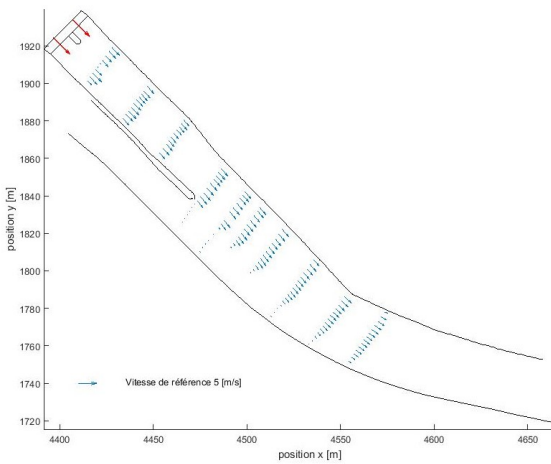


(a) Deux pertuis ouverts

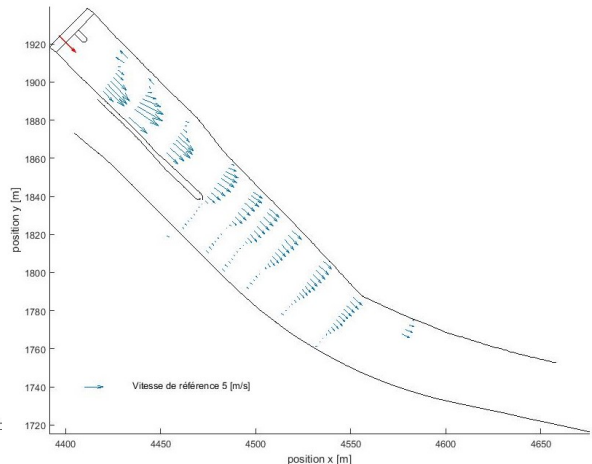


(b) Un pertuis ouvert

FIGURE 4.2 – Vitesses issues du modèle expérimental - $Q = 200 \text{ m}^3/s$



(a) Deux pertuis ouverts



(b) Un pertuis ouvert

FIGURE 4.3 – Vitesses issues du modèle expérimental - $Q = 300 \text{ m}^3/s$

4.2 Modèle numérique

Les résultats issus du modèle numérique peuvent être représentés de différentes manières, nous avons choisi de représenter les vitesses sous forme vectorielle. Cette représentation permet de bien identifier le profil transversal qu'adoptent les vitesses, leurs orientations ainsi qu'un ordre de grandeur des intensités. Pour comparer quantitativement leurs normes, une comparaison chiffrée clôturera ce chapitre.

4.2.1 Affleurement sous vanne

Il est important de noter que les écoulements au droit des pertuis sont des affleurements sous vannes. C'est-à-dire que les différents débits testés sont forcés de passer sous une hauteur fixée.

On remarque sur la Figure 4.4 que l'écoulement, qui a une cote de 96,8 m à la sortie des pertuis, atteint rapidement les 98 m en une cinquantaine de mètres. Dans le même temps, la vitesse moyenne passe de 5 m/s à 2 m/s.

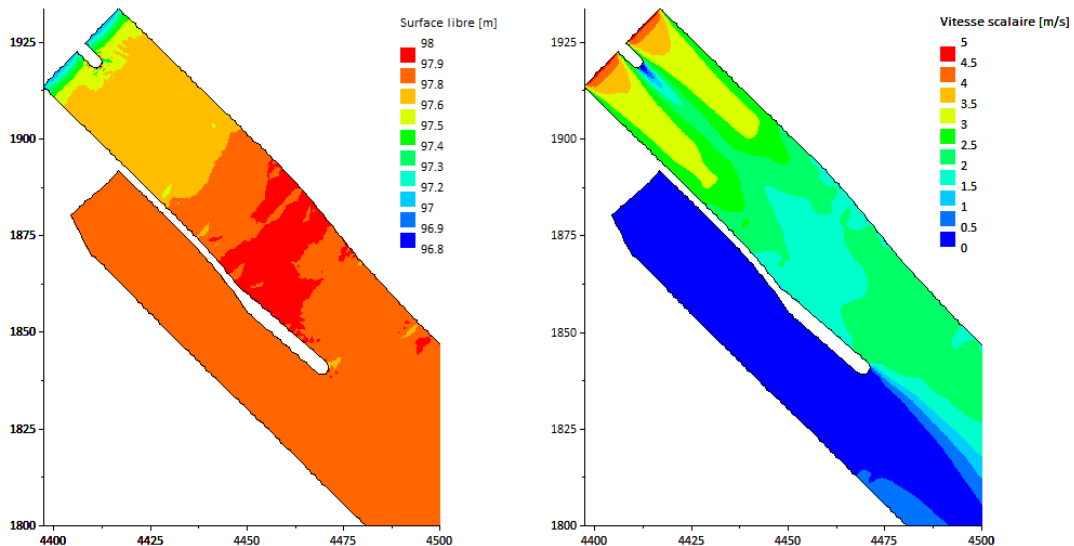


FIGURE 4.4 – Surface libre [m] et Vitesse [m/s] issus du modèle numérique - $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ - 2 pertuis ouverts

4.2.2 Résultats

Sur la page 59 sont représentées les vitesses vectorielles pour les 6 cas étudiés (Figures 4.6 à 4.8). Il est important de noter que les vecteurs ne sont pas à la même échelle entre les 3 cas de vitesses, les vecteurs vitesses du débit de $300 \text{ m}^3/\text{s}$ étant logiquement plus longs que ceux du débit de $100 \text{ m}^3/\text{s}$.

Deux pertuis ouverts

Lorsque les 2 pertuis sont ouverts, on remarque que le débit total se répartit équitablement entre les 2 pertuis. La pile située entre les 2 pertuis perturbe l'écoulement qui a une

vitesse plus faible au centre du canal dans les premiers mètres. Cette vitesse plus faible au centre se résorbe au niveau du ressaut et le profil devient uniforme assez rapidement.

Une zone de recirculation est observable au niveau de la liaison entre l'aval du barrage et l'aval de l'écluse qui est une zone d'eau calme. Cette recirculation se repère grâce aux vecteurs vitesses négatifs dans cette zone. L'influence du débit est de seulement augmenter les normes des vecteurs vitesses, il n'influe pas sur la localisation des recirculations.

Un pertuis ouvert

Lorsque seul le pertuis en rive écluse est ouvert, les vitesses représentées sont très logiquement plus élevées à débit constant. L'entière du débit passant par un seul pertuis, on observe des profils de vitesse bien différents.

Dans ce cas-ci, 2 zones de recirculation principales sont notées. Une première au niveau du pertuis fermé : l'eau calme de cette zone se trouve en interaction avec l'écoulement de l'autre pertuis et entraîne des vitesses négatives. La deuxième zone est la même que dans le cas des 2 pertuis ouverts.

La distribution des vitesses se fait d'une manière un peu particulière. Les vitesses semblent se diffuser très vite juste après le pertuis puis l'écoulement se "resserre" (zone encadrée en rouge sur la Figure 4.5) avant de finalement s'élargir pour occuper toute la largeur du canal. Cette zone de "resserrement" provoque une 3e zone de recirculation liée à la première.

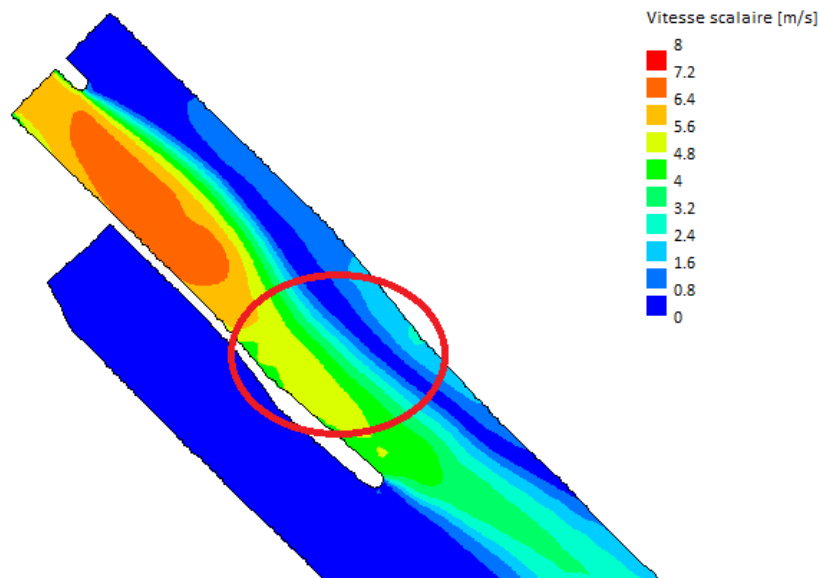


FIGURE 4.5 – Vitesse scalaire [m/s] issue du modèle numérique - $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ - 1 pertuis ouvert

De nouveau, dans le cas d'un seul pertuis ouvert, l'augmentation du débit n'a une influence que sur la norme des vecteurs de vitesse et non sur la localisation des recirculations.

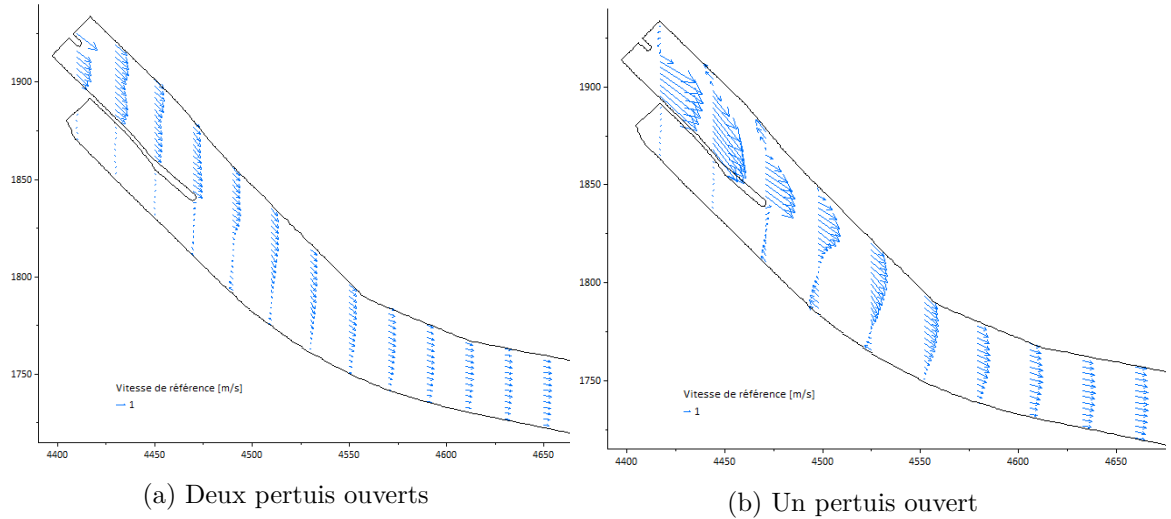


FIGURE 4.6 – Vitesses [m/s] issues du modèle numérique - $Q = 100 \text{ m}^3/s$

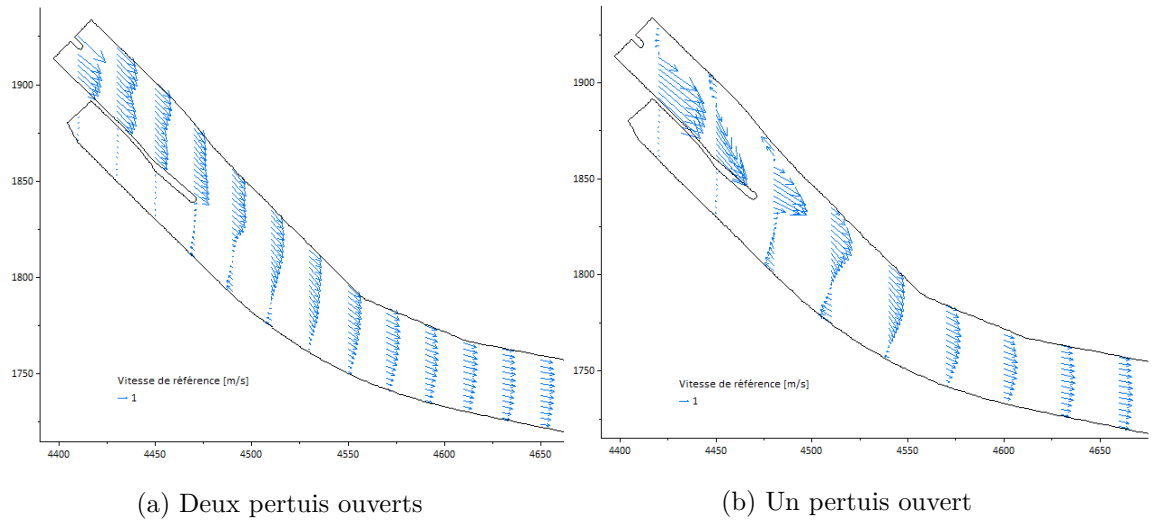


FIGURE 4.7 – Vitesses [m/s] issues du modèle numérique - $Q = 200 \text{ m}^3/s$

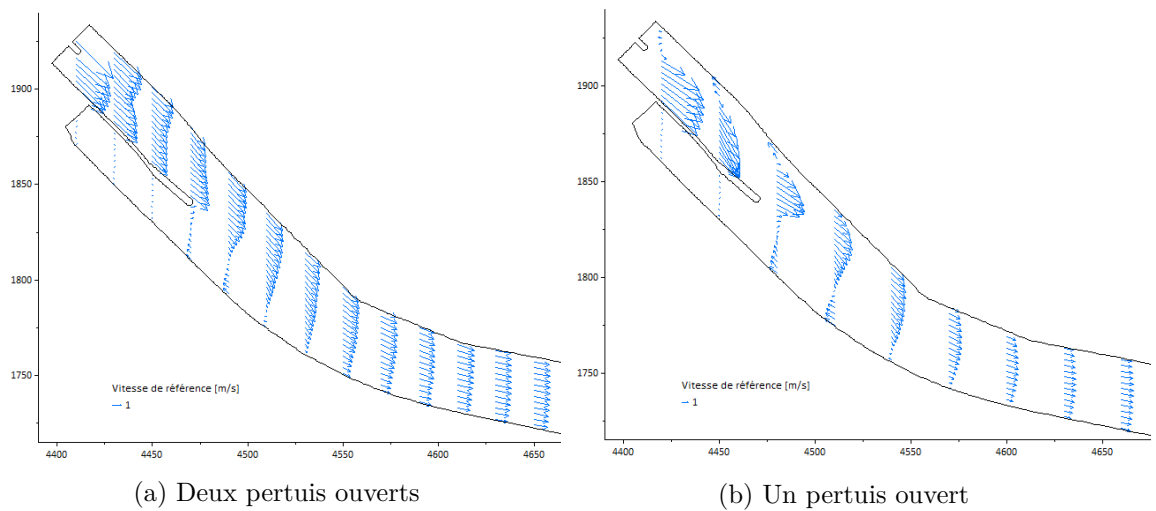


FIGURE 4.8 – Vitesses [m/s] issues du modèle numérique - $Q = 300 \text{ m}^3/s$

4.3 Comparaison

La dernière étape de l'analyse des champs de vitesse consiste à confronter les résultats obtenus selon les deux méthodes. Nous sommes dans une démarche de validation du modèle numérique. Il faut donc garder à l'esprit que les valeurs qui seront considérées comme références seront celles issues du modèle expérimental. Nous serons toutefois attentifs aux imprécisions possibles liées à l'utilisation d'un modèle réduit.

Les champs de vitesse ont été présentés dans leur globalité ci-dessus. De manière qualitative, nous pouvons dès lors affirmer que les phénomènes mis en évidence par l'analyse expérimentale sont également présents dans l'analyse numérique. Les vitesses sont plus importantes lorsque le débit augmente dans les 2 modèles, les recirculations sont localisées aux mêmes endroits et on observe la même zone de resserrement (Figure 4.9). Les profils de vitesse transversaux sont similaires à première vue bien que la pile entre les 2 pertuis perturbe moins l'écoulement dans le cas expérimental.

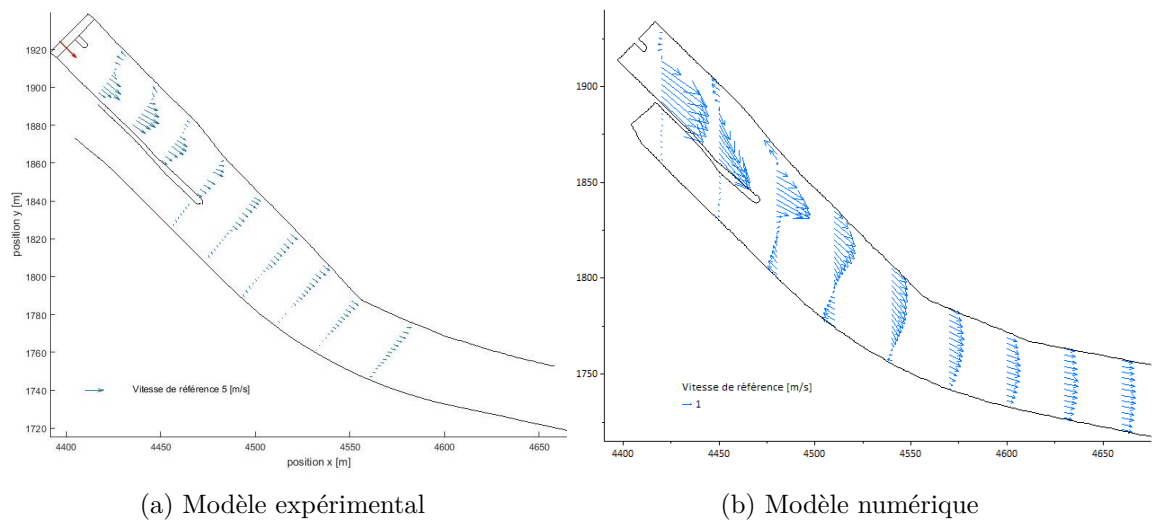


FIGURE 4.9 – Comparaison des vitesses [m/s] - $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ - 1 pertuis ouvert

Bien que purement visuelles, ces conclusions permettent déjà d'apporter de la crédibilité au modèle numérique. Il convient maintenant de comparer les valeurs des vitesses en certains points de manière quantitative. Pour cela, nous avons choisi trois sections de contrôle (Figure 4.10) le long desquelles nous pourrions confronter les vitesses obtenues numériquement et expérimentalement. Le long de ces lignes, nous comparons les vitesses dans trois situations différentes (pages 62 à 64)

- $100 \text{ m}^3/\text{s}$ avec les deux pertuis ouverts (4.11)
- $200 \text{ m}^3/\text{s}$ avec le pertuis en rive écluse ouvert (4.12)
- $300 \text{ m}^3/\text{s}$ avec les deux pertuis ouverts (4.13)

De cette manière, nous couvrons un maximum de situations afin de valider ou non le modèle numérique.

Premièrement, nous pouvons remarquer que le long de la section 3, les vitesses numériques sont beaucoup plus proches des vitesses expérimentales que pour la section 1. Cela s'explique par le fait qu'au plus on s'éloigne du barrage, au plus l'écoulement se stabilise. A la sortie du barrage, nous avons un ressaut hydraulique. Il se peut que la position de ce

ressaut soit légèrement différente entre les deux modèles, ce qui conduit à des différences de vitesse.

Notons également que les différences se trouvent principalement sur le bord des sections. Comme expliqué dans la section 2.5.2, les bords du canal sont des zones dans lesquelles il peut être difficile d'obtenir une mesure fiable de la vitesse. Pour la suite de cette section, nous ferons donc abstraction des vitesses de bord et nous nous concentrerons sur la situation plus centrale de l'écoulement.

L'analyse de la section 2 pour les trois débits montre une différence entre le modèle numérique et expérimental allant jusqu'à 200%. Bien que ponctuelle, cette différence est importante et peut conduire à des comportements différents pour l'étude de l'érosion.

En conclusion, nous pouvons dire que sur le plan qualitatif, les résultats concordent et que le modèle numérique est donc cohérent par rapport au comportement réel de l'écoulement. Cependant, l'étude quantitative met en évidence des différences parfois importantes et ne permet pas de conclure à une bonne correspondance des modèles.

Il serait utile de procéder à de nouveaux tests pour des configurations différentes. Étant donné les imprécisions liées à l'utilisation d'un modèle réduit, il est difficile de conclure si le modèle numérique est suffisamment précis pour pouvoir s'y fier. Il faudrait également utiliser des maillages similaires entre les deux méthodes afin de pouvoir comparer les différences point par point.

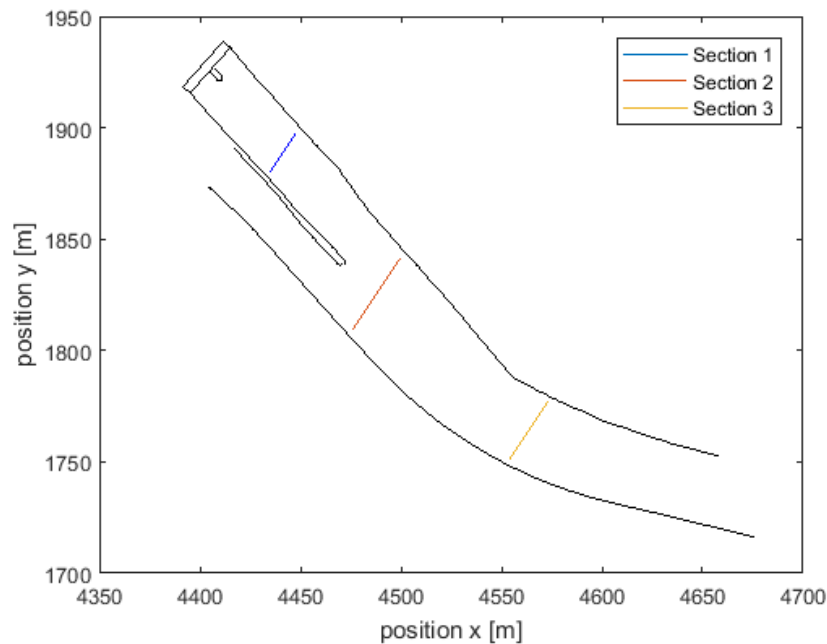


FIGURE 4.10 – Sections de contrôle des vitesses

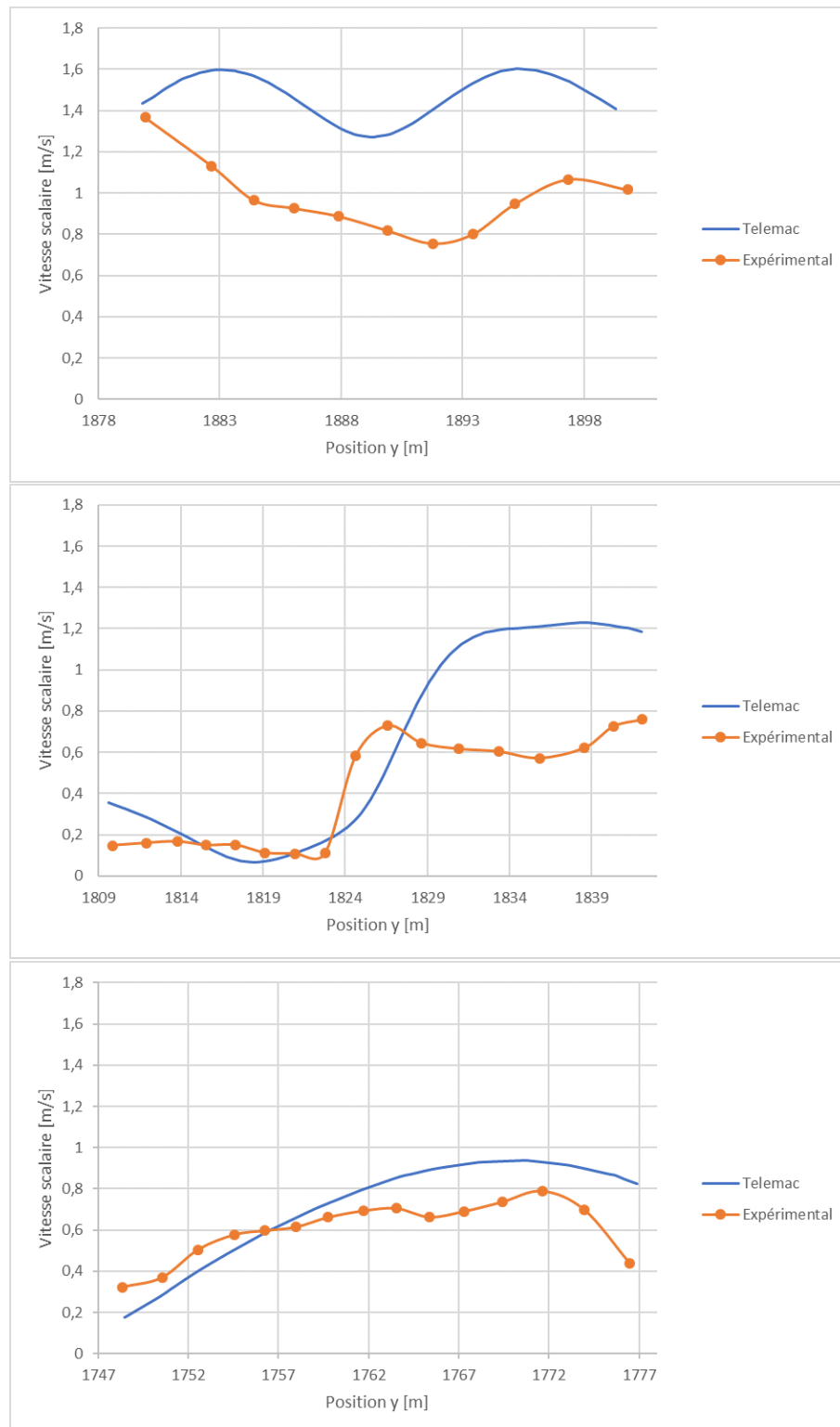


FIGURE 4.11 – Comparaison des vitesses [m/s] - $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ - 2 pertuis ouverts. De haut en bas : sections 1, 2 et 3

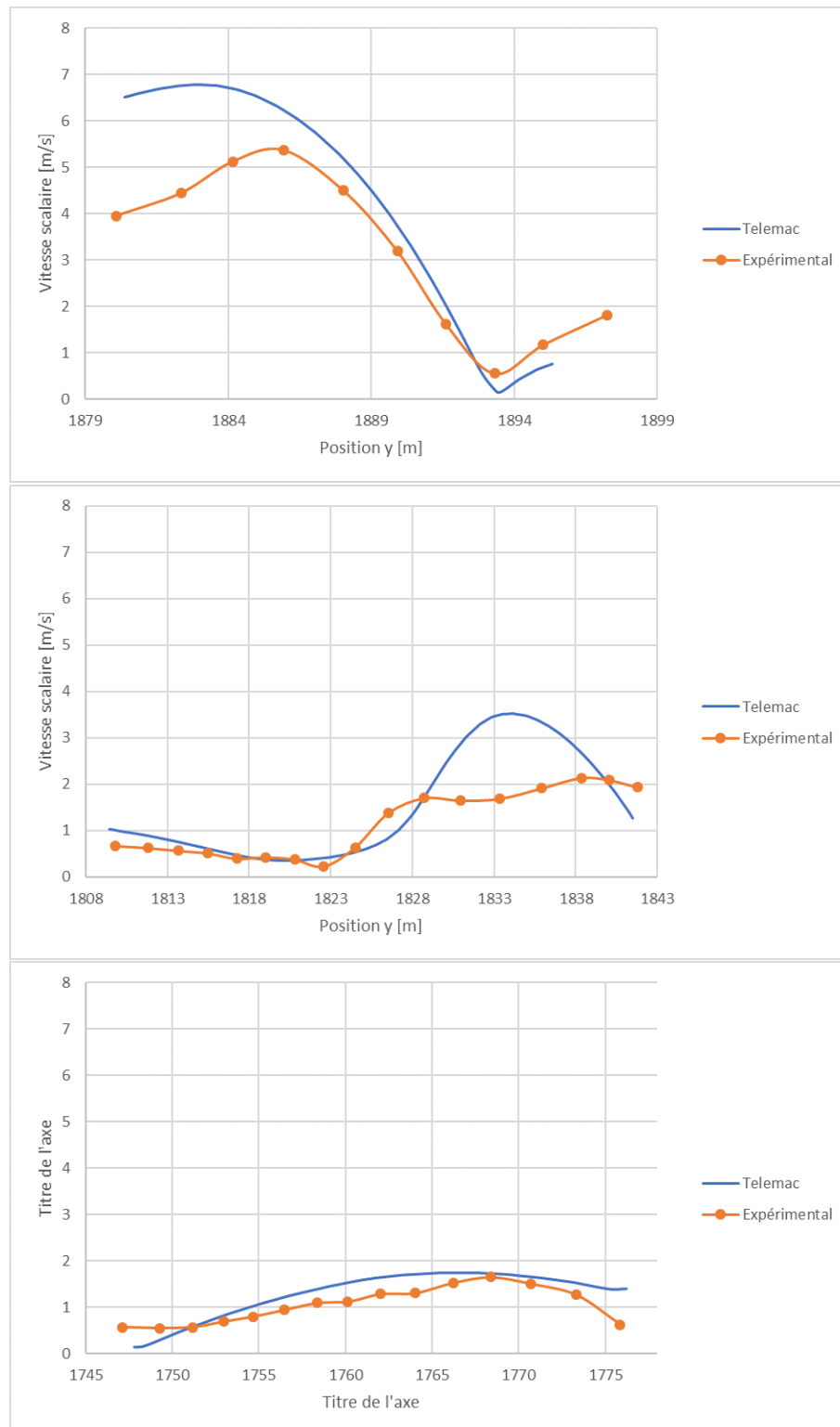


FIGURE 4.12 – Comparaison des vitesses [m/s] - $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ - 1 pertuis ouvert. De haut en bas : sections 1, 2 et 3

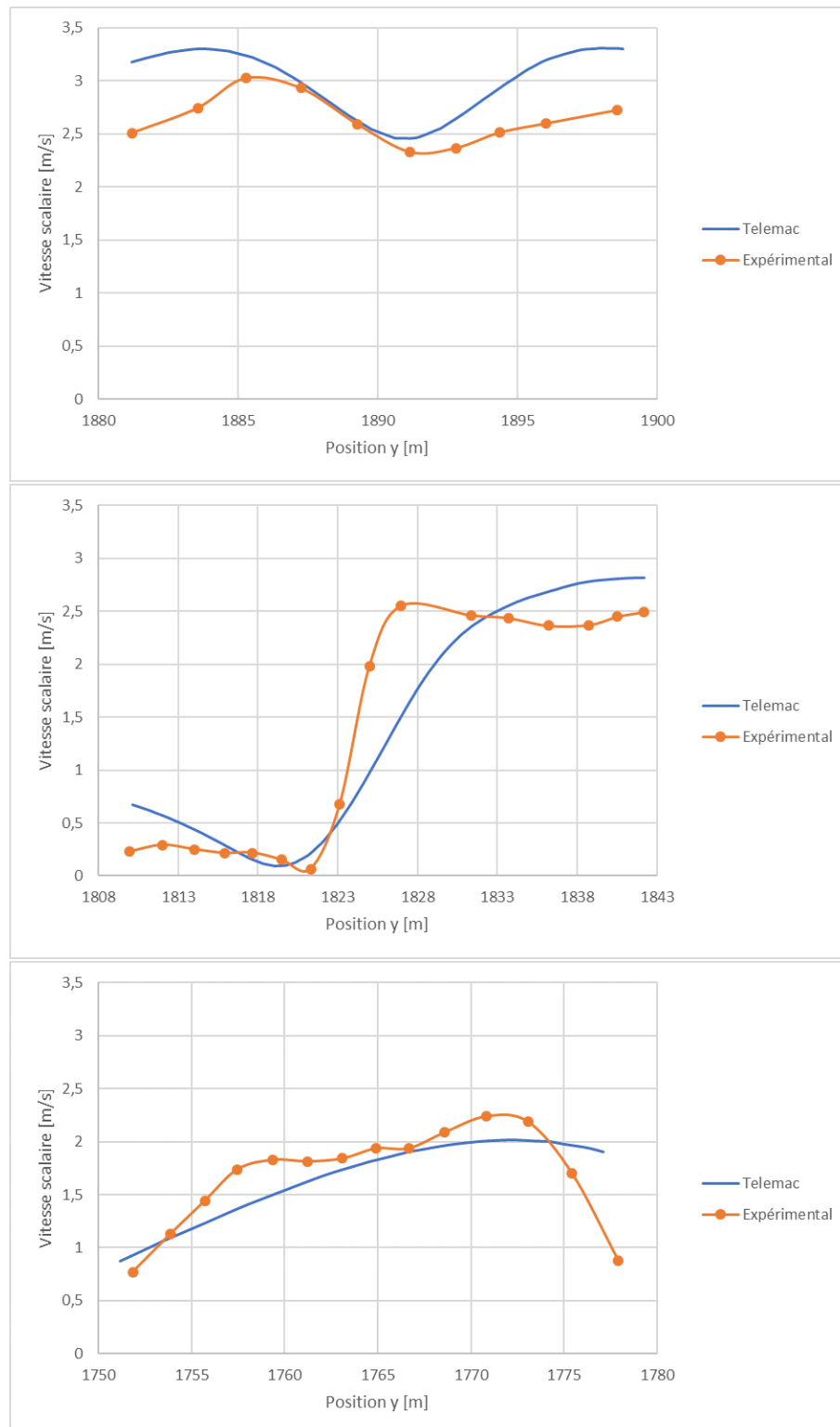


FIGURE 4.13 – Comparaison des vitesses [m/s] - $Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ - 2 pertuis ouverts. De haut en bas : sections 1, 2 et 3

Chapitre 5

Étude de l'érosion

Ce chapitre se consacre à l'étude de l'érosion. Celle-ci est, par définition, la modification du fond mobile par l'action de l'eau. Pour cela, plusieurs tests ont été réalisés à l'aide du modèle réduit ou via des simulations numériques. Dans un premier temps, seront présentés de manière indépendante les résultats expérimentaux et numériques. Nous confronterons ensuite les deux approches afin de comprendre la problématique de l'érosion dans le cas du barrage de Marcinelle. Pour l'ensemble de ce chapitre, nous prendrons la convention d'exprimer les distances, débits et temps à l'échelle prototype.

5.1 Modèle expérimental

5.1.1 Méthodologie

Comme développé précédemment, l'étude expérimentale de l'érosion n'a été faite qu'avec du sable de quartz (section 2.6.3). L'utilisation de ce sable nécessite une mise en place précise dont le détail figure à la section précédemment citée. Les débits testés sont 100, 200 et 300 m^3/s avec un ou deux pertuis ouverts. Les relevés bathymétriques sont réalisés à intervalles réguliers à l'aide des écho-sondes.

Les résultats acquis avec les écho-sondes sont à l'échelle modèle réduit. La première étape est donc de les convertir en coordonnées du prototype. Cette mise à l'échelle permet de visualiser plus facilement l'importance des phénomènes mais également de confronter les résultats numériques qui sont calculés directement à l'échelle prototype. Pour chacun des cas qui seront présentés par la suite, nous proposons quatre graphiques pour faire part de l'évolution de l'érosion. Le premier représente la bathymétrie initiale, c'est-à-dire le niveau du fond mobile en début d'essai. Le dernier est la situation en fin d'essai.

Le durée des essais peut varier en fonction des configurations testées. En effet, pour des débits importants, la fin de l'essai correspondait au moment où il n'y avait plus de sédiments à éroder. Pour les débits faibles, cela est dû au fait que l'érosion semblait stabilisée et nous n'observions plus aucune érosion. Nous avons également choisi de présenter deux situations intermédiaires permettant de traduire au mieux l'évolution du phénomène.

5.1.2 Résultats

100 m^3/s

Pour ce débit, nous avons réalisé un seul essai avec le pertuis en rive écluse ouvert. Les relevés bathymétriques pour 4 temps sont présentés à la Figure 5.1.

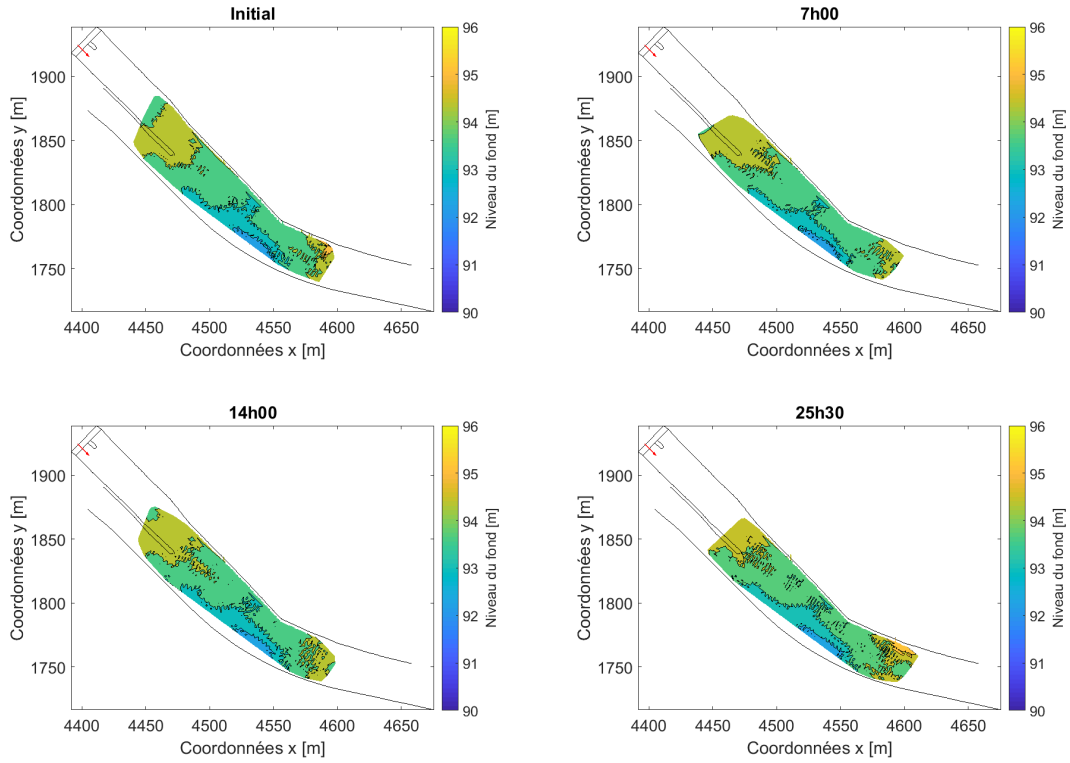


FIGURE 5.1 – Bathymétrie [m] issue du modèle expérimental - $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ - 1 pertuis ouvert

Sur base de ces relevés bathymétriques, nous pouvons tirer quelques conclusions qualitatives quant à l'érosion pouvant se produire. On n'observe pas ou très peu d'érosion pour cette configuration. Les principales irrégularités sont déjà présentes dès le début de l'essai. Il est, en effet, difficile d'avoir un fond parfaitement plat avant le début de l'essai. Une différence de hauteur de 1 cm sur le modèle réduit conduit à une différence 50 fois plus importante à l'échelle prototype.

Toutefois, nous pouvons conclure que le débit de $100 \text{ m}^3/\text{s}$ ne comporte pas de risque d'érosion même lorsqu'un seul pertuis est ouvert. Une autre manière de s'en convaincre est de prendre une section de contrôle (Figure 5.2) le long de laquelle nous observons le niveau du fond en fonction du temps (Figure 5.3). Bien que l'on observe quelques oscillations du niveau du fond, la tendance globale est très stable. On peut donc en conclure que le débit de $100 \text{ m}^3/\text{s}$ ne présente pas de risque particulier même dans la situation à un seul pertuis ouvert.

Dès lors, nous n'avons pas jugé nécessaire de faire le test pour un débit de $100 \text{ m}^3/\text{s}$ avec les deux pertuis ouverts. L'analyse des champs de vitesse nous a déjà prouvé que cette situation était moins risquée du fait de la meilleure répartition des vitesses ainsi que des vitesses plus faibles.

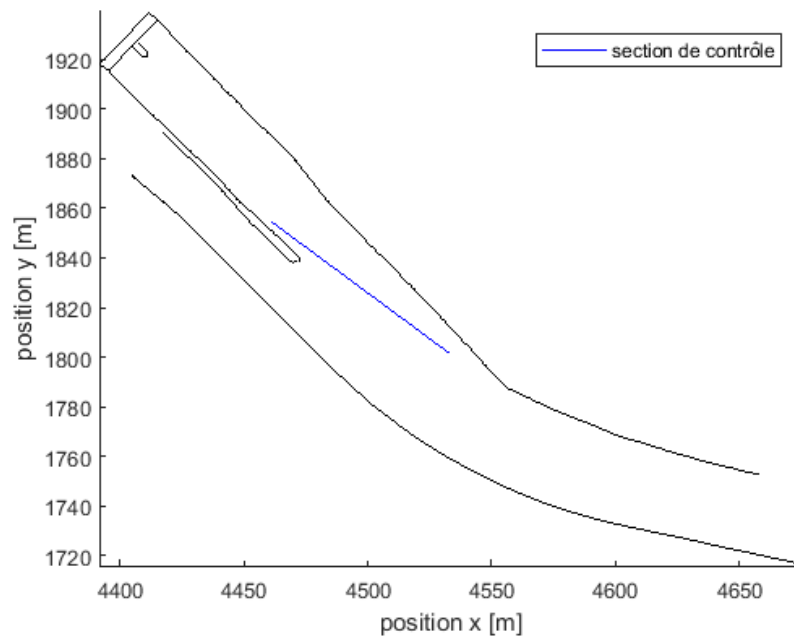


FIGURE 5.2 – Section de contrôle pour le modèle expérimental

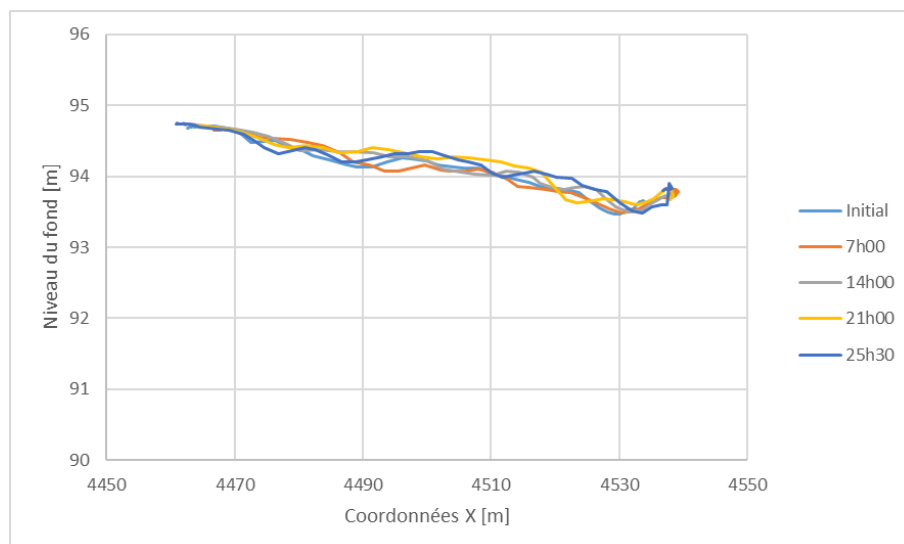


FIGURE 5.3 – Évolution de la bathymétrie [m] issue du modèle expérimental - $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ - 1 pertuis ouvert

200 m^3/s

Analysons maintenant l'influence d'un débit plus important : $200 m^3/s$. Intuitivement, nous pouvons nous attendre à une érosion plus marquée que pour le cas précédent.

Les Figures 5.5 et 5.6 représentent l'évolution de la bathymétrie pour un débit de $200 m^3/s$ avec, respectivement, deux pertuis ouverts et le pertuis en rive écluse ouvert. La situation à deux pertuis ouverts semble à nouveau être relativement stable. Aucune érosion importante n'est constatée et la situation ne se dégrade pas avec le temps. Les observations sont différentes concernant le deuxième cas, où seul le pertuis en rive écluse est ouvert. Dans ce cas, nous observons une érosion importante le long de la rive gauche. Un dépôt se forme plus loin le long de cette rive juste après la courbure.

Cette différence entre les deux situations peut s'expliquer par l'analyse des champs de vitesse. Sur la Figure 5.4, on constate que les composantes de vitesse sont plus importantes au niveau de la zone d'érosion dans le cas où un seul pertuis est ouvert (Figure droite). L'érosion étant liée à la vitesse de l'écoulement, il n'est dès lors pas étonnant d'avoir de l'érosion à cet endroit. De plus, sur la Figure de droite, les vecteurs vitesse ne sont pas parfaitement parallèles à la berge. On aura donc un risque plus important d'avoir des turbulences et donc de l'érosion à cet endroit.

Le dépôt se forme quand la vitesse de l'écoulement se réduit. En effet, rappelons que nous avons principalement affaire à du transport de sédiments par charriage. Celui-ci est dû à la contrainte de cisaillement au niveau du fond qui est induite par le gradient de vitesse. Au niveau de la fosse d'érosion, celui-ci est important et les grains seront donc emmenés un peu plus loin. Le phénomène se poursuit de cette manière jusqu'au moment où le gradient de vitesse est insuffisant pour mettre les grains en mouvement. C'est ce qu'il se passe au niveau de la zone de dépôt.

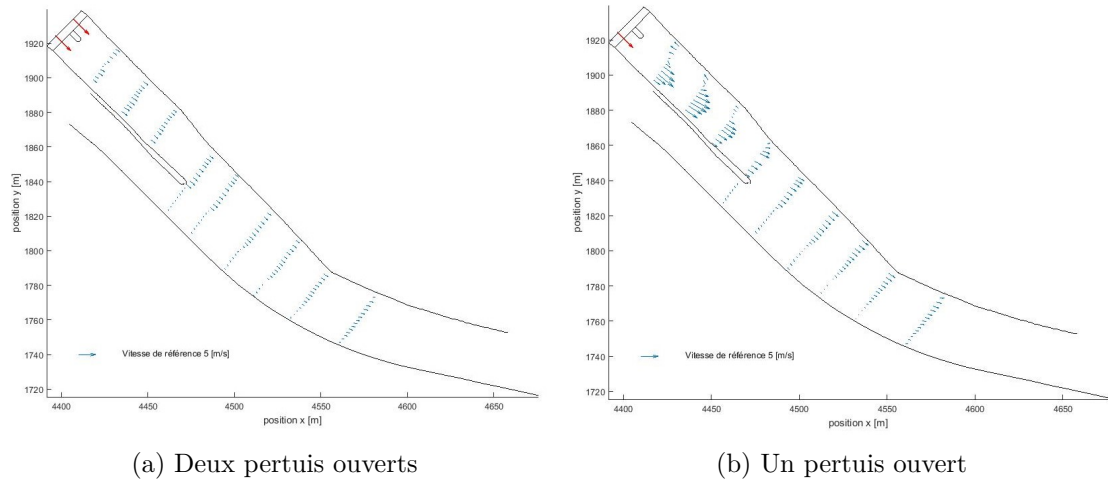


FIGURE 5.4 – Vitesses [m/s] issues du modèle expérimental - $Q = 200 m^3/s$

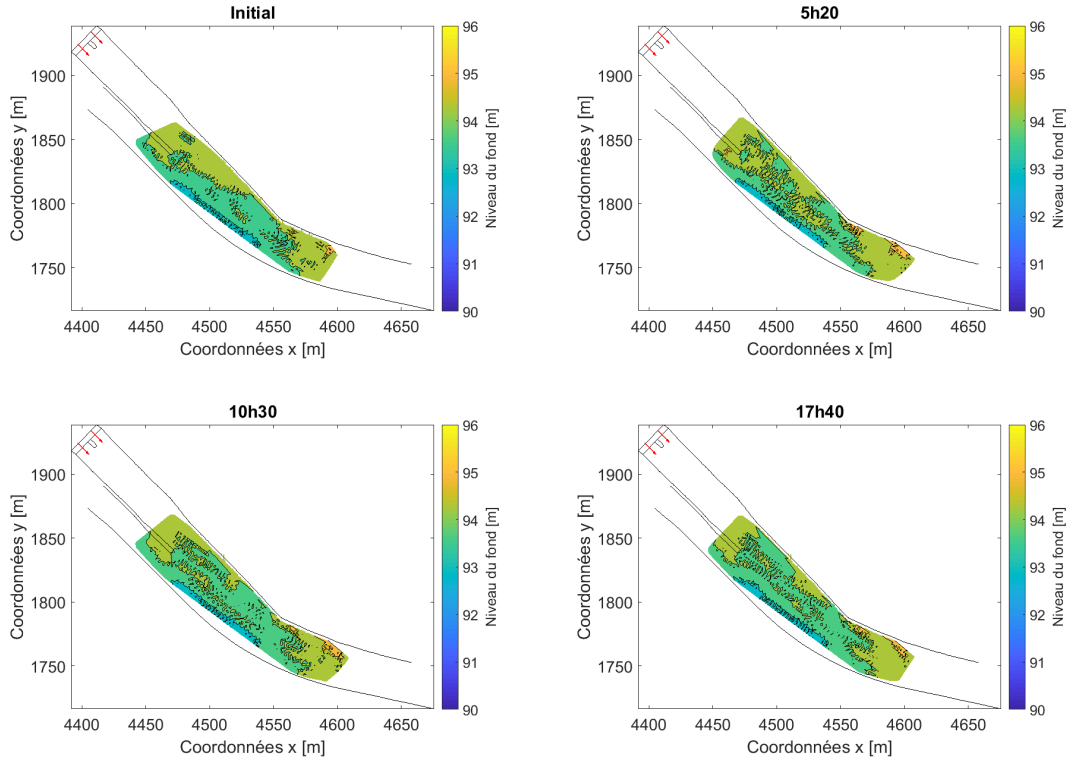


FIGURE 5.5 – Évolution de la bathymétrie [m] issue du modèle expérimental - $Q = 200 \text{ m}^3 \text{ s}$
- 2 pertuis ouverts

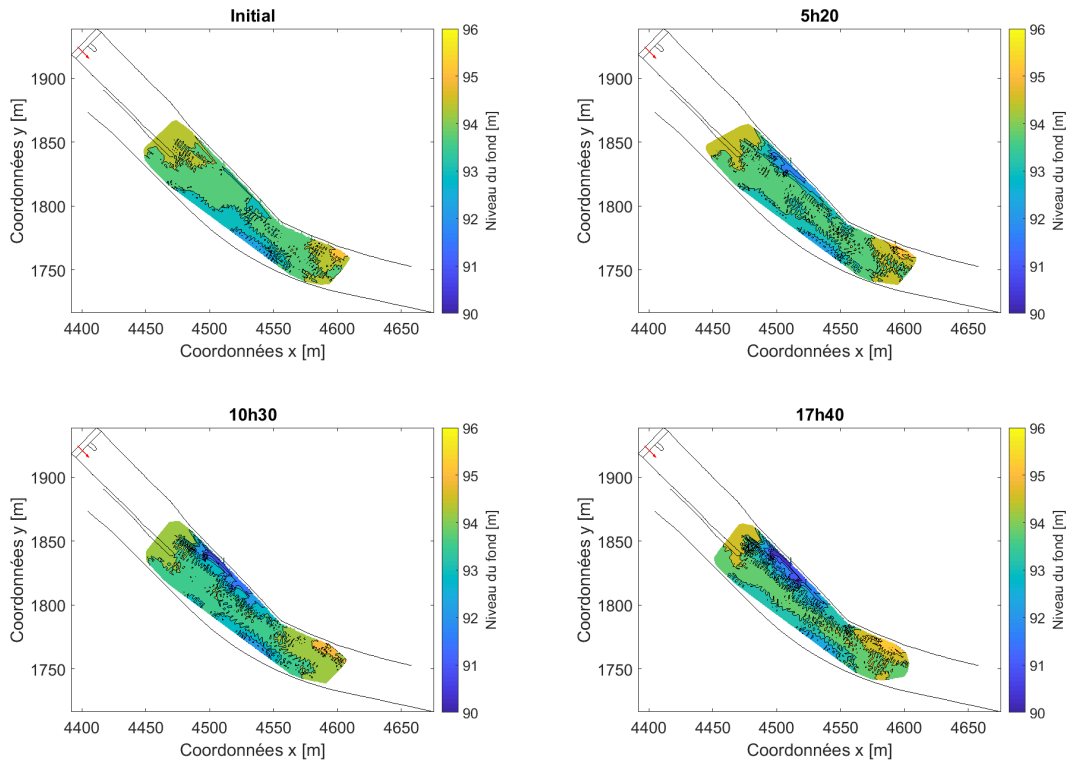


FIGURE 5.6 – Évolution de la bathymétrie [m] issue du modèle expérimental - $Q = 200 \text{ m}^3 \text{ s}$
- 1 pertuis ouvert

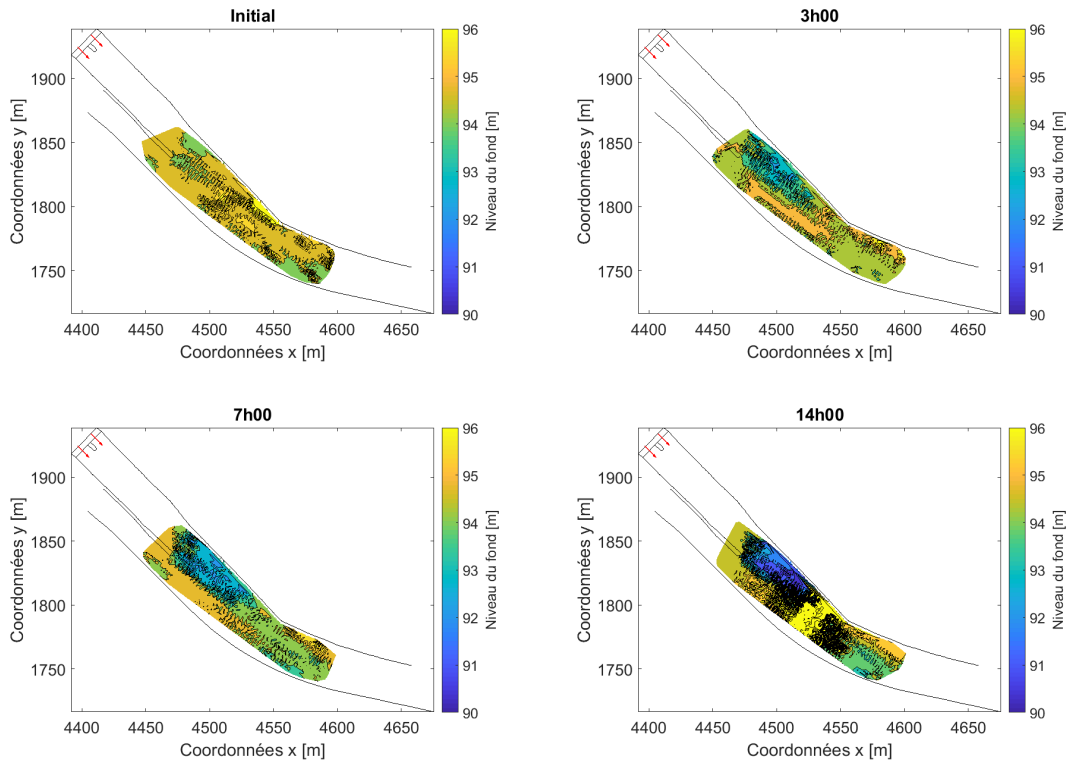


FIGURE 5.7 – Évolution de la bathymétrie [m] issue du modèle expérimental - $Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ - 2 pertuis ouverts

$300 \text{ m}^3/\text{s}$

Après l'analyse des champs de vitesse dans le chapitre précédent, nous pouvons déjà nous attendre à avoir un risque d'érosion important dans cette situation ; en effet, les composantes de vitesse sont nettement plus importantes que pour les débits inférieurs.

Rapidement après la mise en place de l'essai (Figure 5.7), on commence à observer de l'érosion juste après le radier le long de la rive droite. Un léger dépôt se forme au centre et à gauche du canal. Le phénomène ne fait que s'amplifier durant l'essai et nous atteignons rapidement le fond du canal.

Reprenons la section de contrôle 5.2 pour analyser l'évolution de l'érosion. La Figure 5.8 met en évidence un phénomène rapide et qui ne tend pas à se stabiliser. Nous avons cependant dû arrêter le test car nous avons atteint le fond de la fosse d'érosion.

Étant donné ces considérations, nous n'avons pas jugé nécessaire de procéder au test avec un seul pertuis ouvert. Les vitesses en sortie de pertuis sont tellement importantes et inconstantes sur la largeur de la section que nous aurions eu une forte érosion très rapidement.

Si la configuration $300 \text{ m}^3/\text{s}$ avec deux pertuis ouverts pose déjà des problèmes d'érosion alors la configuration avec un seul pertuis sera encore plus critique.

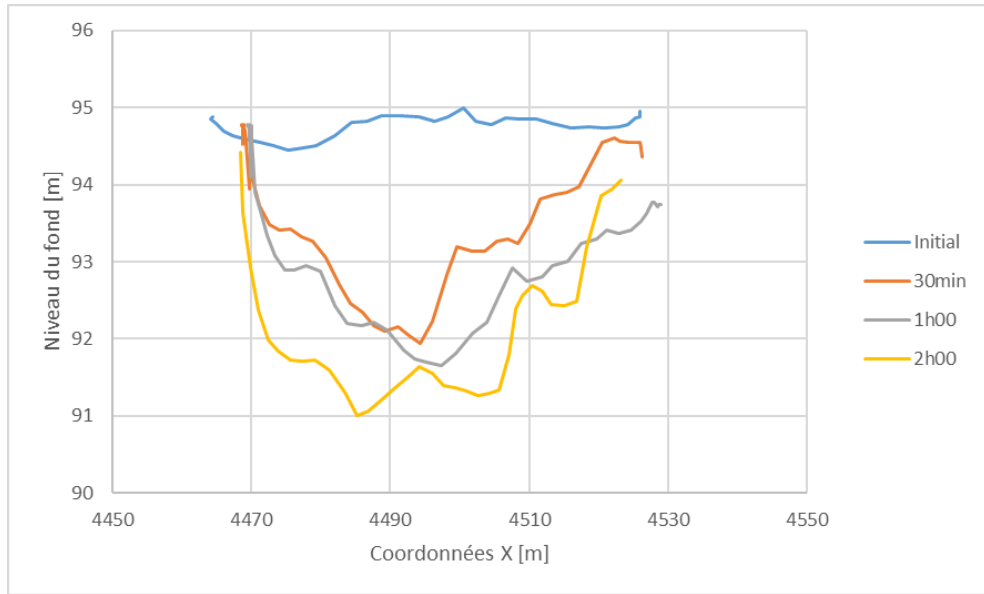


FIGURE 5.8 – Évolution de la bathymétrie [m] issue du modèle expérimental - $Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ - 2 pertuis ouverts

5.2 Modèle numérique

Le point de départ de notre travail a été de trouver l'origine du débit solide en entrée évoqué à la section 3.5.3 et de le mettre à zéro. Il s'est avéré que Sisyphe prenait en compte un fichier de frontières liquides semblable à TELEMAC2D et prenait le débit liquide pour un débit solide. En forçant Sisyphe à considérer un débit solide nul en entrée, un débit solide très faible (de l'ordre de 10^{-5}) apparaît tout de même sur les points adjacents aux points frontières (Figure 5.9).

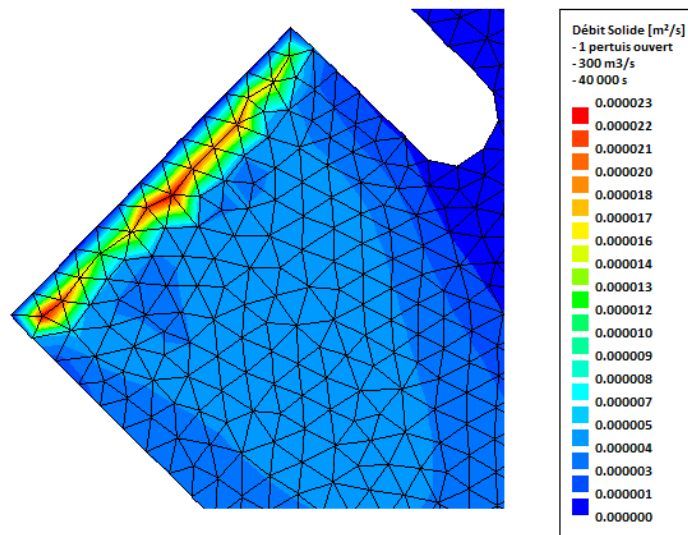


FIGURE 5.9 – Débit solide $[\text{m}^2/\text{s}]$ - Problème sur les points adjacents aux frontières

5.2.1 Radier non érodable

Lors des simulations morphologiques avec ce débit solide très faible, plus aucun dépôt ni érosion n'étaient constatés. En modifiant la manière dont TELEMAC2D et Sisyphe interagissaient et différents paramètres de sédimentologie, nous avons pu obtenir des premières simulations où de l'érosion était constatée.

En considérant un débit de $300 \text{ m}^3/\text{s}$, 2 pertuis ouverts et une période de 24h, on observe des zones d'érosion et de dépôt à travers le bassin étudié (Figure 5.10). L'érosion la plus importante se produit juste après la fin du radier en béton armé. Pour rappel, ce radier est défini comme zone non érodable dans Sisyphe.

L'érosion n'est pas répartie de manière continue mais atteint des pics invraisemblables allant jusqu'à 19 m d'érosion sur à peine 2 m de largeur. En dehors de ces pics, le reste du bief observe des évolutions du lit comprises entre -4 m et $+2,3 \text{ m}$. Les zones d'érosion (en jaune et orange) alternent avec des zones de dépôt (en bleu).

Ces pics situés juste après la zone définie dans le fichier `noerod.f` seraient causés par l'interaction entre le maillage dans cette zone et la manière dont Sisyphe traite les zones non érodables. On constate sur la Figure 5.11 (un zoom de la Figure 5.10) que c'est sur les points adjacents au radier non érodable (en gris) que l'érosion est la plus importante (pics en rouge).

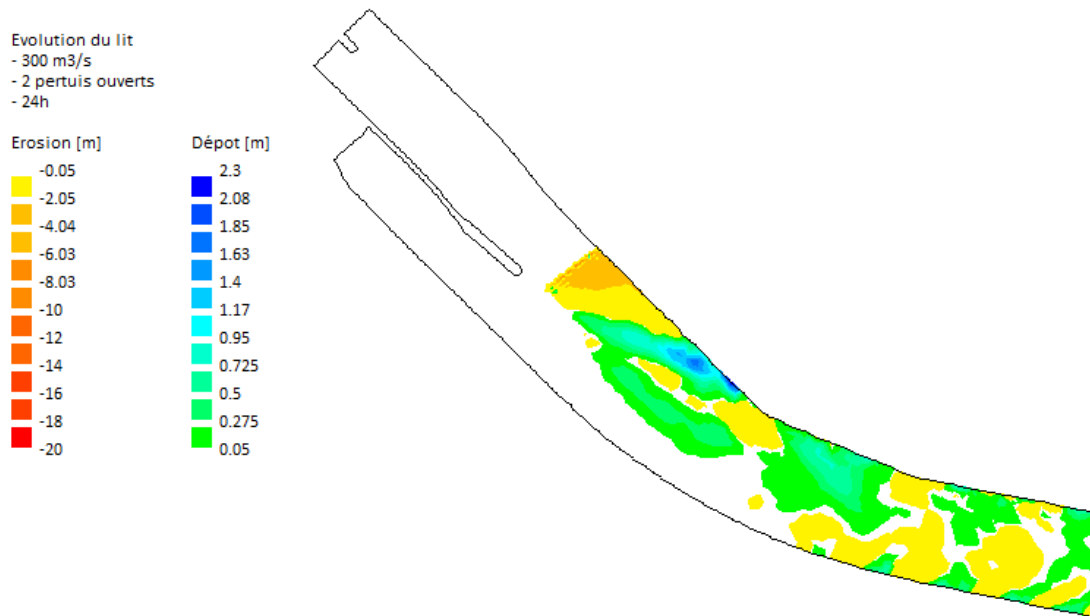


FIGURE 5.10 – Évolution de la bathymétrie [m] issue du modèle numérique en considérant le radier non érodable - $Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ - 2 pertuis ouverts

Une coupe verticale de cette zone (Figure 5.12) fait clairement apparaître le caractère non pertinent de l'érosion obtenue grâce à cette simulation. On repère clairement des pics sur cette figure : une érosion de 10 m de profondeur sur à peine 2 m de longueur.

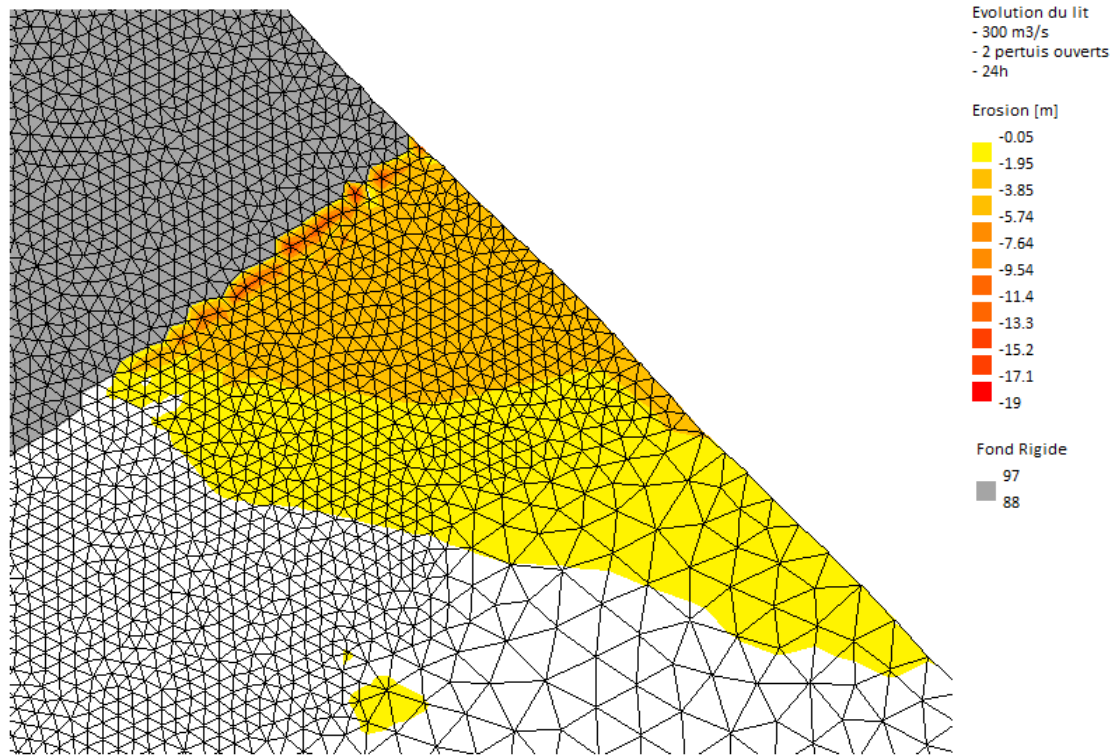


FIGURE 5.11 – Zoom - Évolution de la bathymétrie [m] issue du modèle numérique en considérant le radier non érodable - $Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ - 2 pertuis ouverts

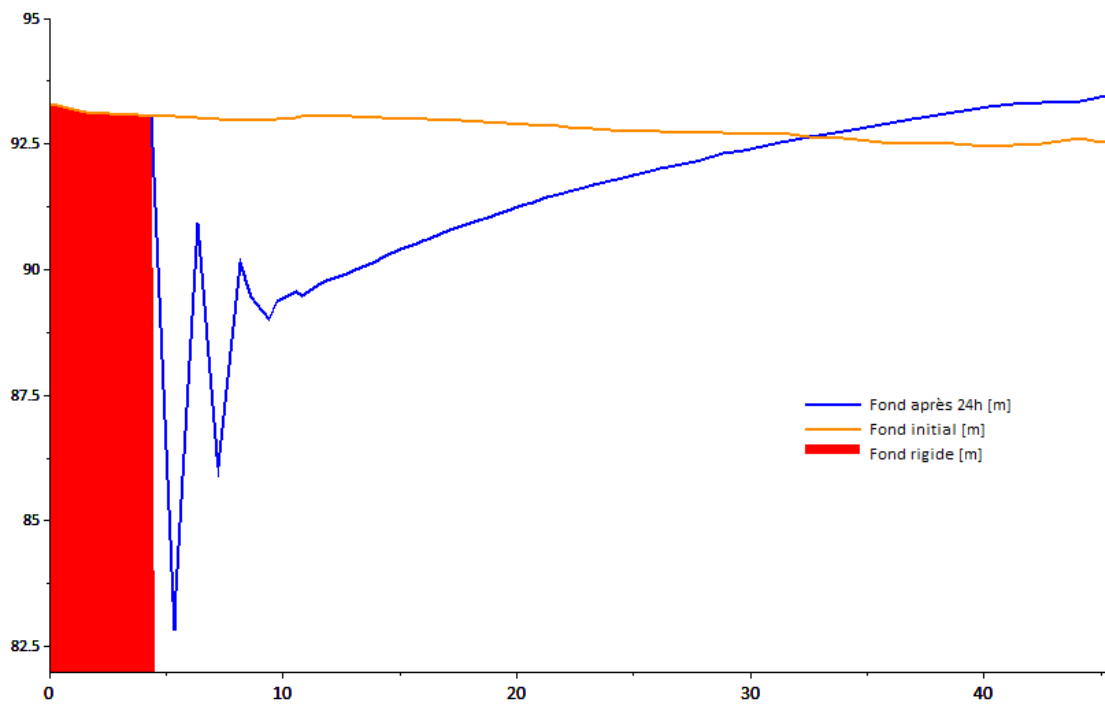


FIGURE 5.12 – Coupe - Évolution de la bathymétrie [m] issue du modèle numérique en considérant le radier non érodable - $Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ - 2 pertuis ouverts

5.2.2 Radier érodable

Pour contrer ce double problème du débit solide nul et des pics d'érosion, des essais ont également été réalisés sans prendre en compte la présence du radier rigide. Une simulation sans ce paramètre donne des résultats plausibles (Figure 5.13).

On constate que là où les vitesses sont les plus élevées (au niveau des pertuis), l'érosion est la plus importante (en rouge et jaune sur la figure). A l'inverse, quand les vitesses diminuent, des dépôts se forment sur le lit du bief (en vert et bleu). On peut noter l'absence de pics constatés avec le radier non érodable.

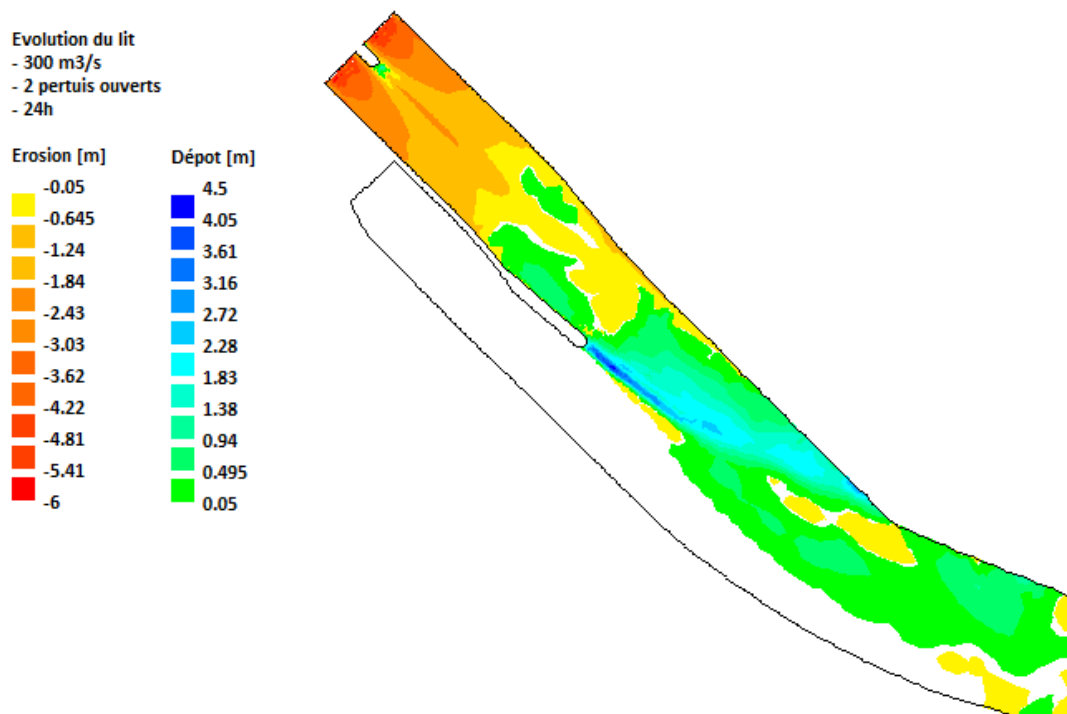


FIGURE 5.13 – Évolution de la bathymétrie [m] issue du modèle numérique en considérant le radier érodable - $Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ - 2 pertuis ouverts

Ces résultats ne sont pas exploitables pour notre étude puisque les zones de dépôt se produisent justement aux endroits où l'érosion devrait être maximale selon le modèle expérimental. On peut également s'interroger sur l'intensité de l'évolution du lit puisqu'après 24h (échelle réelle), on observe des évolutions de lit allant de -6 m à $+4,5 \text{ m}$.

Cette simulation fait néanmoins ressortir un élément intéressant : le débit solide en entrée est enfin ramené à 0,00.

On peut donc retenir 2 conclusions de ces simulations sans radier fixe : le débit solide en entrée et les pics d'érosion trouvent vraisemblablement leur origine dans la manière dont Sisyphe considère les zones non érodables.

Sisyphe propose plusieurs méthodes pour traiter ces fonds non érodables :

- Fond érodable partout

- Minimisation du débit solide pour les fonds non érodables
- Débit solide nul pour les fonds non érodables
- Minimisation du débit solide en éléments finis (option choisie pour commencer)

Des simulations ont été lancées en jouant sur ces 4 possibilités. Aucune différence n'a été constatée et le débit solide est toujours bien présent sur le radier sans que nous puissions l'expliquer.

L'utilisation d'un fichier `noerod.f` étant la seule manière de définir les zones non érodables, et toutes les pistes possibles ayant été explorées, nous n'avons malheureusement pas pu modéliser correctement le comportement des sédiments à l'aval du barrage de Marcinelle.

Des éventuelles pistes d'amélioration sont répertoriées au chapitre 6.4.

5.2.3 Analyse qualitative

Les résultats de quantification de l'érosion par Sisyphe étant non concluants, il est possible de déterminer s'il y a érosion ou non au moyen du paramètre de Shields. Pour rappel, ce paramètre est défini comme ceci :

$$\theta = \frac{\tau_b}{(\rho_s - \rho)gd} \quad (5.1)$$

τ_b	Pa	contrainte de cisaillement au fond
ρ_s	kg/m^3	densité du sédiment
ρ	kg/m^3	densité de l'eau
d	m	diamètre moyen des grains

Il y a érosion lorsque :

$$\theta > \theta_{crit} = 0,055 \quad (5.2)$$

et donc lorsque,

$$\tau_b > \theta_{crit} \cdot ((\rho_s - \rho)gd) \quad (5.3)$$

$$\tau_b > 0,0555 \cdot ((2650 - 1000) \cdot 9,81 \cdot 0,005) = 4,45 \quad (5.4)$$

Sisyphe permet de déterminer τ_b en chaque point du maillage, il est représenté sur la Figure 5.14 pour le cas le plus critique : $300 m^3/s$ et 1 pertuis ouvert. On remarque directement que le nombre de Shields est le plus important là où les vitesses sont les plus importantes, c'est-à-dire sur le radier.

Pour déterminer les zones d'érosion, nous n'allons représenter que les zones dont le τ_b est supérieur au $\tau_{b,crit}$, les zones non érodées resteront blanches. Pour faciliter la lecture, le radier non érodable sera grisé et le paramètre de Shields n'y sera pas représenté. Comme dans le cas des vitesses, les 6 cas sont représentés sur la page 77 (Figures 5.15, 5.16 et 5.17).

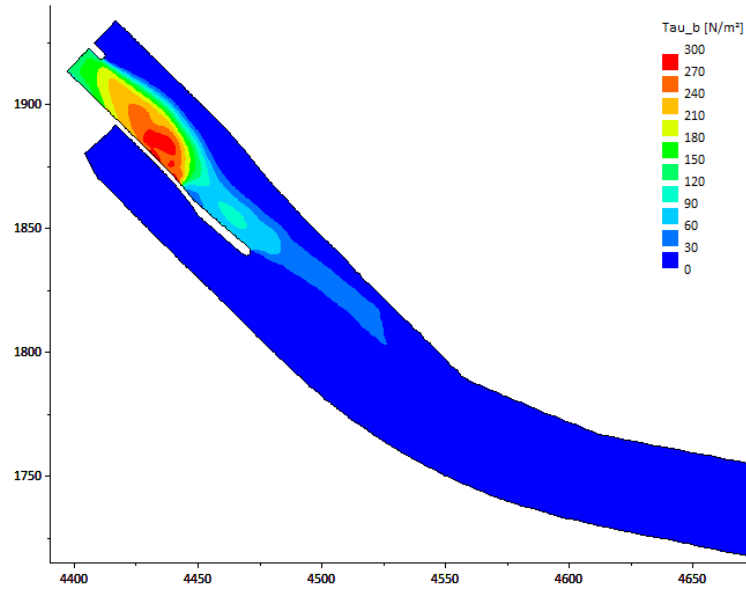


FIGURE 5.14 – Cisaillement sur le lit $[N/m^2]$ issu du modèle numérique - $Q = 300 \text{ m}^3/s$ - 1 pertuis ouvert

Deux pertuis ouverts

Dans le cas de 2 pertuis ouverts, le nombre de Shields critique est dépassé légèrement dans certaines zones après le radier pour les débits de $200 \text{ m}^3/s$ et $300 \text{ m}^3/s$. Il vaut respectivement maximum 0,13 et 0,217. On peut donc s'attendre à une érosion dans cette zone.

Le débit de $100 \text{ m}^3/s$ n'entraîne aucun nombre de Shields supérieur à 0,055, ce qui signifie qu'aucune érosion ne se produit.

Un pertuis ouvert

Le cas de 1 pertuis ouvert entraîne des nombres de Shields beaucoup plus importants comme on pouvait s'y attendre. Au plus le débit est élevé, au plus le cisaillement est élevé. Les débits de $200 \text{ m}^3/s$ et $300 \text{ m}^3/s$ causent par exemple des nombres de Shields de l'ordre de 0,75. Cette valeur élevée est à l'origine d'une érosion importante.

Conclusion

Intuitivement, on peut déduire de ces graphes que plus le cisaillement est élevé, plus l'érosion sera élevée également. Si cette méthode ne permet pas de quantifier le phénomène d'érosion, elle permet de repérer les zones où celle-ci se développera préférentiellement, c'est-à-dire juste après le radier en béton armé.

Cette méthode permet également de comparer qualitativement les différentes configurations et d'identifier aisément celles qui seraient critiques, à savoir les débits de $200 \text{ m}^3/s$ et $300 \text{ m}^3/s$ avec 1 seul pertuis ouvert.

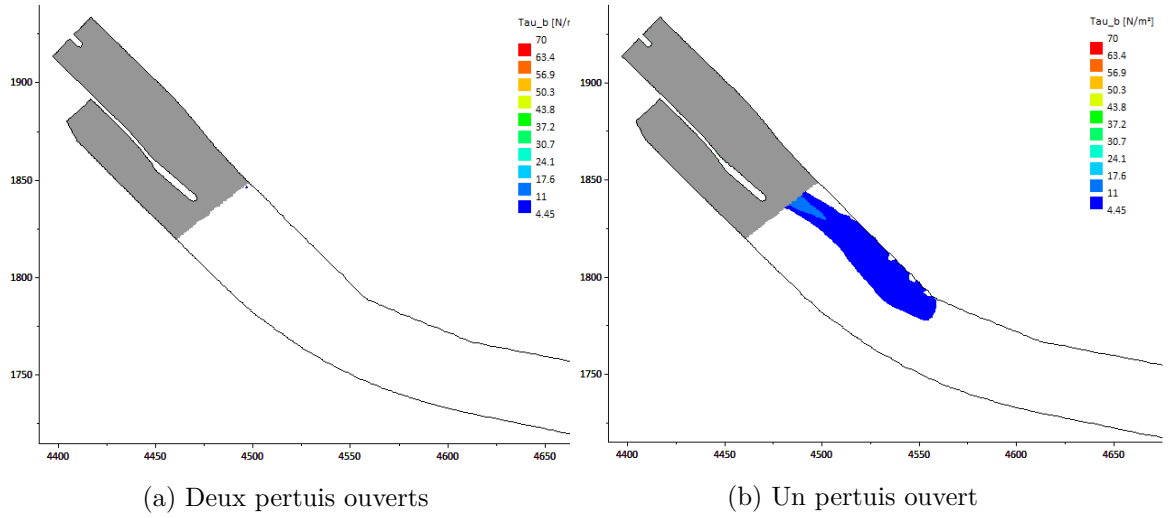


FIGURE 5.15 – Cisaillement sur le lit $[N/m^2]$ issu du modèle numérique - $Q = 100 \text{ m}^3/s$

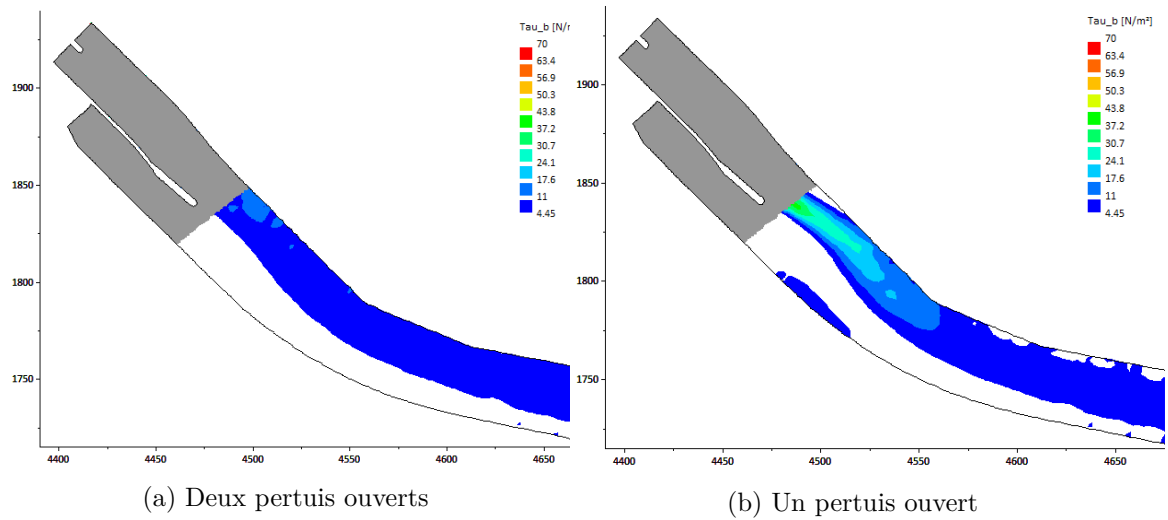


FIGURE 5.16 – Cisaillement sur le lit $[N/m^2]$ issu du modèle numérique - $Q = 200 \text{ m}^3/s$

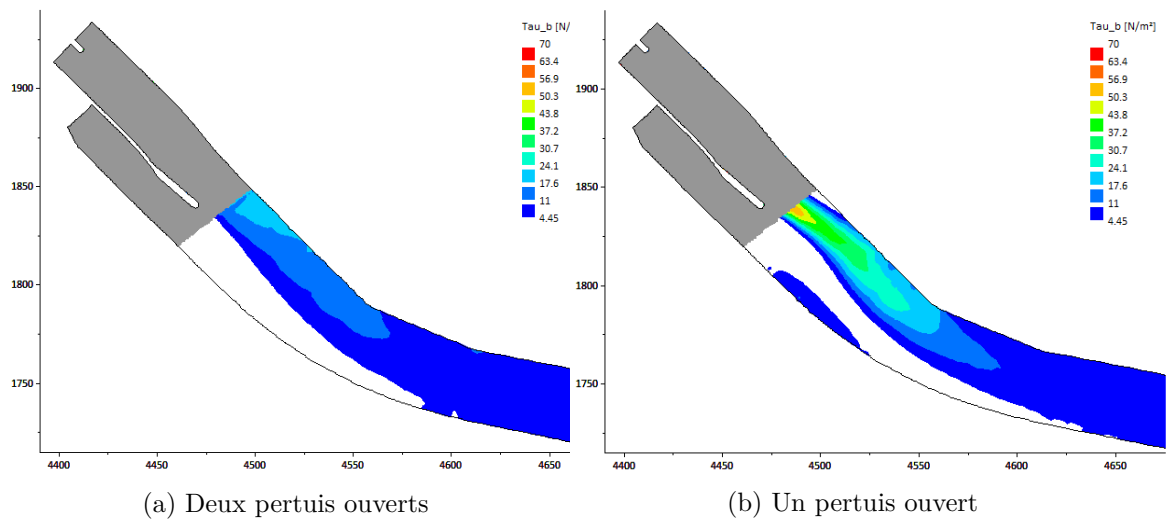


FIGURE 5.17 – Cisaillement sur le lit $[N/m^2]$ issu du modèle numérique - $Q = 300 \text{ m}^3/s$

5.3 Comparaison

Étant donné l'impossibilité d'obtenir des résultats satisfaisants avec Sisyphé, nous allons procéder à une comparaison purement qualitative des résultats. Sur base des paramètres de Shields issus de la simulation numérique, nous pouvons déterminer les zones qui seront le plus sensibles au phénomène d'érosion. Le modèle expérimental nous a également permis de mettre en évidence les zones à risque et de suivre l'évolution de l'érosion.

La répartition des champs de vitesse étant similaire pour les deux types de simulations, nous pouvions nous attendre à des résultats concordants concernant l'érosion. Cela semble être le cas. Que ce soit le modèle expérimental ou numérique, nous arrivons à la conclusion que l'ouverture des pertuis ainsi que le débit ont des conséquences directes sur l'érosion.

En effet, il apparaît très clairement que les situations présentant un seul pertuis ouvert en rive écluse conduisent à un risque plus élevé d'érosion. Le débit a également une influence directe. Un débit de $100 \text{ m}^3/\text{s}$ ne conduit à aucun problème particulier pour les deux simulations. Un débit de $200 \text{ m}^3/\text{s}$ comporte un risque dans la configuration à un seul pertuis ouvert. Tandis que les écoulements ayant un débit de $300 \text{ m}^3/\text{s}$ présentent un risque important pour le fond du canal.

Comparons ensuite la position des zones à risque issues du modèle numérique avec les zones d'érosion provenant de la simulation sur modèle réduit. Nous avons déjà démontré précédemment que le risque d'érosion était lié à la vitesse de l'écoulement. Les champs de vitesse étant similaires, nous pouvons en déduire que les zones à risque seront identiques. L'analyse du nombre de Shields issu de Sisyphé confirme nos attentes. Au plus le nombre de Shields est élevé dans la simulation numérique, au plus nous avons une érosion importante sur le modèle réduit.

A titre d'illustration, prenons la situation d'un débit de $200 \text{ m}^3/\text{s}$ s'écoulant uniquement par le pertuis en rive écluse, elle est représentée à la page suivante. Nous pouvons observer que les zones dans lesquelles le nombre de Shields est important (Figure 5.19) concordent avec les zones d'érosion importante dans le modèle expérimental (Figure 5.18). La zone située juste après le radier est la plus sensible à l'érosion.

Bien que les résultats issus du modèle numérique ne permettent pas de quantifier le phénomène d'érosion ni d'évaluer son évolution au cours du temps, il est néanmoins possible de trouver une certaine concordance entre les deux modèles. Afin de valider le modèle numérique, il faudrait dans un premier temps pouvoir disposer de relevés bathymétriques et de les comparer en certains points avec les relevés expérimentaux en différents pas de temps.

En conclusion, le comportement du modèle numérique semble être similaire à nos observations expérimentales. Bien que plus abordable et permettant d'étudier plus de configurations, le modèle numérique n'a pu se passer d'une étude expérimentale dans notre cas.

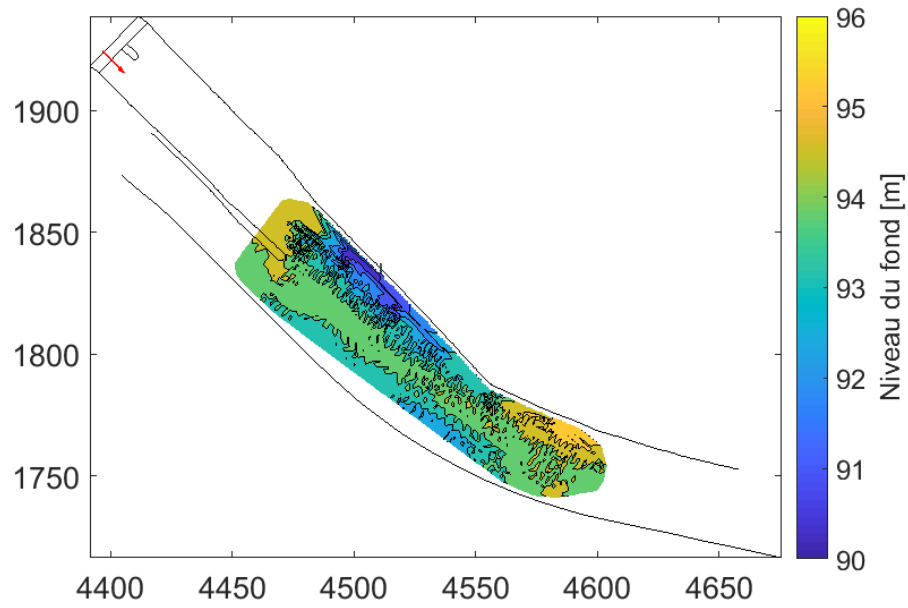


FIGURE 5.18 – Modèle expérimental - Bathymétrie finale [m] - $Q = 200 \text{ m}^3/s$ - 1 pertuis ouvert

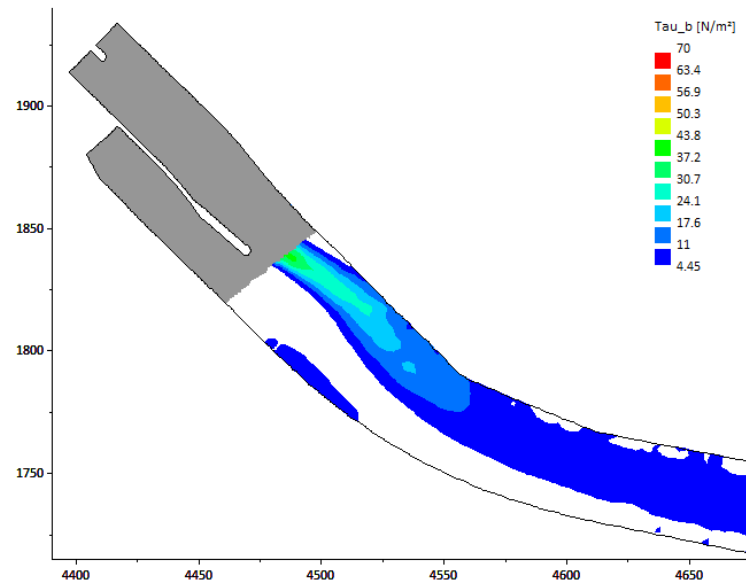


FIGURE 5.19 – Modèle numérique - Cisaillement sur le lit [N/m^2] - $Q = 200 \text{ m}^3/s$ - 1 pertuis ouvert

Chapitre 6

Perspectives

6.1 Vanne en sous-verse

Après concertation avec Monsieur O. Gilsoul (Directeur à la Direction des Voies Hydrauliques de Charleroi, SPW), nous avons pu identifier d'autres causes qui auraient pu favoriser l'érosion critique observée à Marcinelle et qui méritent d'être développées. Pour cela, il convient de détailler le dispositif des vannes du barrage de Marcinelle. Ce barrage est composé de 2 pertuis identiques. Les barrages en rivière permettent, en régulant le débit, de garantir un tirant d'eau suffisant à la navigation. La régulation se fait en jouant sur des vannes qui laissent passer plus ou moins de débit.

Le barrage de Marcinelle possède un système de vannes de fond et de vanettes. Pour des débits relativement faibles (jusque $95 \text{ m}^3/\text{s}$), la régulation se fait en abaissant ou relevant la vanette (Figure 6.1). Passé cette valeur, la vanette n'est pas suffisante pour absorber le débit et on passe en régime sous-verse et sur-verse (Figure 6.2) : la vanne complète se soulève pour laisser passer un débit plus important en dessous du barrage. L'énergie cinétique de l'écoulement en sous-verse est dissipée en rencontrant le niveau à l'aval du barrage et en créant ainsi un ressaut. L'énergie est également dissipée par la chute d'une partie de l'écoulement qui continue à se déverser en sur-verse sur l'écoulement sous-verse.

Un dernier élément à savoir avant de poser notre hypothèse est que le niveau d'eau à l'aval du barrage est dépendant du débit. Plus le débit est élevé, plus le niveau à l'aval est élevé et vice-versa.

En régime normal, le débit de la Sambre se répartit entre les 2 pertuis du barrage que ce soit en sur-verse ou en sous-verse. Lorsqu'un pertuis est fermé pour maintenance ou levage de la centrale hydroélectrique, l'entière du débit passe dans un seul pertuis. Une situation critique se présente quand un débit relativement faible passe par un seul pertuis du barrage : un débit de $100 \text{ m}^3/\text{s}$, qui passe en sous-verse (Figure 6.3) par le pertuis ouvert, rencontre un niveau aval faible. Cette rencontre crée un ressaut qui est beaucoup plus loin à l'aval que lorsque les 2 pertuis sont ouverts. Or, si le ressaut se situe plus loin à l'aval, il dissipe de l'énergie en dehors des structures en béton armé du barrage et peut endommager les structures qui ne sont pas prévues à cet effet comme la limite de l'arrière radier et la pile de pont érodée.

Cette situation où le ressaut suivant un écoulement sous-verse est repoussé à l'aval est difficilement modélisable sur le modèle réduit de Marcinelle du Laboratoire des Recherches Hydrauliques et sort donc du cadre de la présente étude. En effet, un modèle permettant de représenter un écoulement en sur- et sous-verses au droit d'une vanne et la dissipation

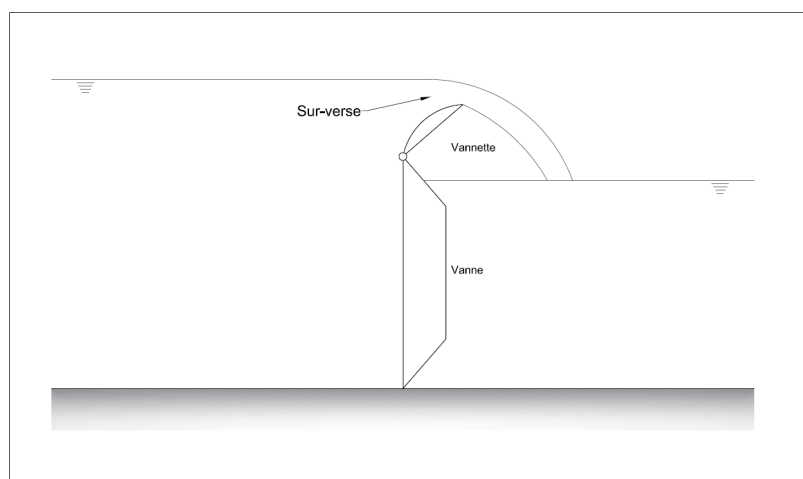


FIGURE 6.1 – Situation de sur-verse

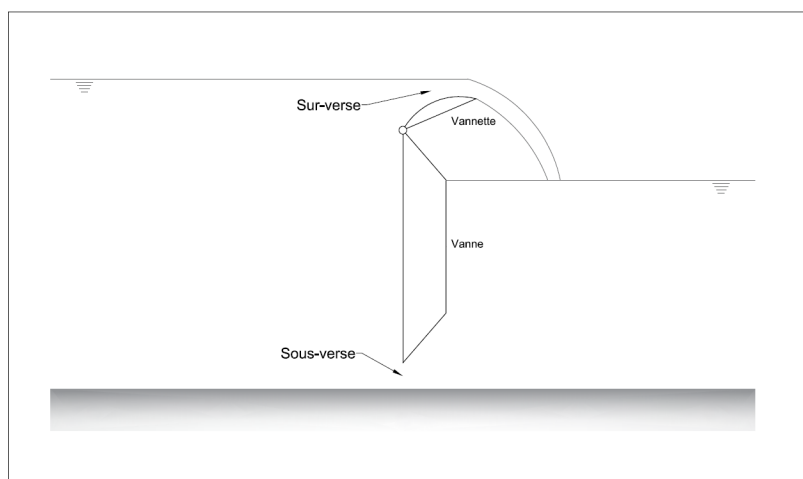


FIGURE 6.2 – Situation de sous-verse et sur-verse

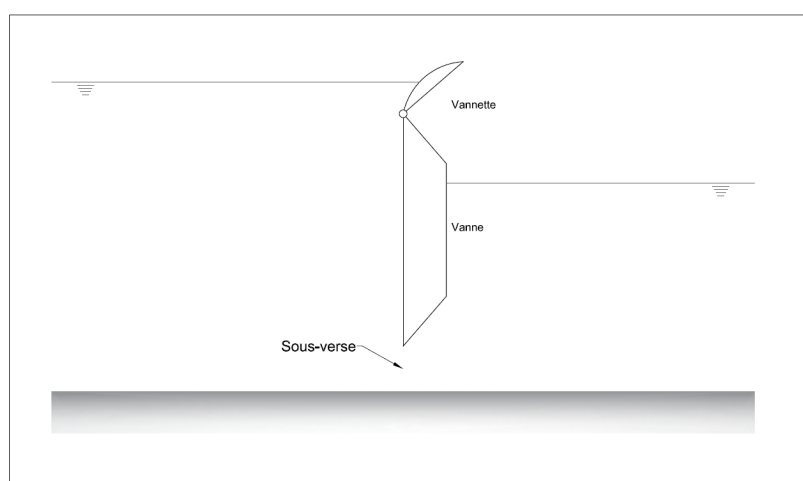


FIGURE 6.3 – Situation de sous-verse

d'énergie au moyen d'un ressaut serait idéal pour étudier cette problématique à l'avenir. Une telle modélisation se fait à une échelle plus grande et dans un canal adapté.

6.2 Mesure de la vitesse

Dans le cadre de l'analyse expérimentale de vitesse, une autre possibilité aurait été de choisir une méthode de mesure des vitesses non-intrusive. Nous pouvons citer la méthode LSPIV (Rion G- EPL 2017 [12]), Large-Scale Particle Image Velocimetry. Il s'agit d'une technique de mesure de la vitesse de surface d'un écoulement par analyse d'images. Des caméras analysent le trajet de traceurs et permettent ainsi de déterminer une vitesse de surface pour un écoulement donné. Cependant, dans le cadre de notre étude, ce n'est pas la vitesse de surface qui nous intéresse mais la vitesse moyenne de l'écoulement. Pour cela, la méthode LSPIV propose un coefficient empirique, α , appelé index des vitesses :

$$\alpha = \frac{\text{vitesse moyenne}}{\text{vitesse moyenne de surface issue des PIV lab}} \quad (6.1)$$

Pour des rivières naturelles, la littérature scientifique s'accorde sur une valeur de α de l'ordre de 0,85 – 0,86. Il est cependant plus difficile de faire la conversion pour des modèles réduits. Il existe néanmoins une table proposée par Rantz (S.E. Rantz 1982 [11]).

6.3 Mesure de l'érosion

Au vu des essais réalisés sur le modèle réduit et des observations faites dans la section précédente, il est utile de réfléchir à une amélioration du modèle. Pour les besoins de l'étude, il semblerait que le modèle réduit ne réponde pas au mieux à nos attentes. Dans l'absolu, le fait que certains sédiments ne conviennent pas pour l'étude en question représente déjà un résultat en soi et est utile pour se poser les bonnes questions afin d'améliorer le travail de recherche.

Toute la difficulté réside autour du choix des sédiments utilisés dans le modèle réduit. C'est pour cela que nous avons identifié deux améliorations possibles et complémentaires : la distorsion de pente et l'utilisation d'autres sédiments.

6.3.1 Distorsion de pente

Par une distorsion de la pente du modèle réduit (C. Sugny, 1981 [15]), il serait possible de se rapprocher du comportement réel des sédiments. Le principe est de réduire les contraintes de cisaillement en modifiant la géométrie du modèle réduit. Le facteur distorsion Δ provient de la différence entre les facteurs d'échelle de la largeur (λ_l) et de la hauteur (λ_h) du canal.

$$\Delta = \frac{\lambda_l}{\lambda_h} \quad (6.2)$$

En pratique, l'utilisation d'un facteur de distorsion n'aura pas d'influence sur le seuil de Reynolds imposé. Pour nous en convaincre, prenons le nombre de Froude :

$$Fr = \frac{\text{force d'inertie}}{\text{force de pesanteur}} \quad (6.3)$$

Il est aisé de remarquer que la distorsion n'influence pas cette valeur. Dès lors, nous pouvons écrire :

$$Fr = \frac{v_1}{\sqrt{gh_1}} = \frac{v_2}{\sqrt{gh_2}} \quad (6.4)$$

$$= \frac{v_1}{v_2} = \frac{\sqrt{gh_1}}{\sqrt{gh_2}} \quad (6.5)$$

Les indices 1 et 2 se réfèrent respectivement aux modèles non-distordu et distordu. De l'équation 6.5, nous pouvons établir le rapport entre les facteurs d'échelle des vitesses et de la hauteur :

$$\lambda_v = \sqrt{\lambda_h} \quad (6.6)$$

En considérant le rayon hydraulique comme étant égal à la hauteur d'eau, nous pouvons écrire la relation suivante :

$$Re = \frac{4vR}{\nu} = \frac{4vh}{\nu} \quad (6.7)$$

Les équations 6.6 et 6.7, nous prouvent que le nombre de Reynolds reste bien inchangé malgré l'utilisation d'une quelconque distorsion. En effet, le nombre de Reynolds ne dépendra que de la hauteur d'eau.

Dès lors, nous pouvons adapter les facteurs d'échelle du temps, du débit et de la pente de fond comme suit :

$$\begin{aligned} \text{Temps :} \quad \lambda_t &= \frac{\lambda_l}{\lambda_v} = \frac{\lambda_l}{\sqrt{\lambda_h}} \\ \text{Débit :} \quad \lambda_Q &= \lambda_A \cdot \lambda_v = \lambda_l \cdot \lambda_h \cdot \lambda_h^{1/2} = \lambda_l \cdot \lambda_h^{3/2} \\ \text{Pente :} \quad \lambda_i &= \frac{\lambda_h}{\lambda_l} = \frac{1}{\Delta} \end{aligned}$$

La raison pour laquelle la distorsion de pente nous intéresse dans le cadre de l'utilisation d'un modèle réduit est son influence sur la rugosité relative des sédiments utilisés. Pour nous en convaincre, partons de la formule de Manning-Strickler en considérant les facteurs d'échelle :

$$\lambda_k^{1/6} = \frac{\lambda_R^{2/3} \lambda_i^{1/2}}{\lambda_v} \quad (6.8)$$

$$\text{où } \lambda_i = \frac{\lambda_h}{\lambda_l} \text{ et } \lambda_R = \lambda_D \quad (6.9)$$

$$= \frac{\lambda_D^{2/3} \lambda_h^{1/2}}{\lambda_h^{1/2} \lambda_l^{1/2}} \quad (6.10)$$

$$= \frac{\lambda_D^{2/3}}{\lambda_h^{1/2}} \frac{1}{\Delta^{1/2}} \quad (6.11)$$

$$= \frac{\lambda_D^{1/6}}{\Delta^{1/2}} \quad (6.12)$$

$$\frac{\lambda_k}{\lambda_D} = \frac{1}{\Delta^3} \quad (6.13)$$

Par l'utilisation d'une distorsion de pente, il est donc possible de faire varier la rugosité relative des sédiments testés. Cette variation est proportionnelle au cube du facteur de distorsion.

6.3.2 Choix des sédiments

Un autre facteur sur lequel nous pouvons agir est le choix des sédiments. Il existe de nombreux matériaux possibles pour la modélisation sur modèle réduit. Malgré tout, il n'est pas aisé d'obtenir des résultats concordant à 100% avec les caractéristiques réelles de l'écoulement. L'étude de mise à l'échelle est une recherche conséquente qui a déjà fait l'objet d'un travail de fin d'études au sein du Laboratoire des Recherches Hydrauliques (J. Verhaegen - ECAM 2012 [17]).

Dans le cadre de notre recherche, nous nous sommes basés sur ce travail pour le choix des sédiments. Contrairement à ce que J. Verhaegen suggérait, nous ne validons pas l'utilisation des coquilles de noix dans la cadre de la modélisation sur modèle réduit. Du moins lorsqu'on travaille avec des débits importants. Ce type de sédiments présente certainement des caractéristiques intéressantes pour d'autres simulations. Le sable de quartz, quant à lui, nous a permis de réaliser tous les essais désirés avec des résultats satisfaisants.

Pour un travail ultérieur, nous pensons qu'il serait utile de se pencher un peu plus sur la mise à l'échelle des sédiments afin de disposer d'une plus grande variété de configurations possibles. Il faudrait, dans un premier temps, procéder à des relevés sur terrain pour analyser avec précision les courbes granulométriques. Bien que difficilement réalisable, cette étape nous semble essentielle pour l'étude des phénomènes d'érosion sur modèle réduit. Il faut ajouter à cela, la recherche de nouveaux matériaux comme l'avait fait J. Verhaegen et réaliser les essais afin de valider leur utilisation future. Il pourrait également être utile de se pencher sur l'utilisation de mélanges de sédiments afin de tenir compte de l'aspect hétérogène du fond de la Sambre et des cours d'eau belges de manière générale.

Bien que nous nous soyons rendus rapidement compte de ces considérations, cela dépassait le cadre de notre travail. Il nous était en effet impossible de nous pencher sur ces analyses en plus des objectifs initialement définis pour notre étude. Par ces quelques lignes, nous tenons à informer le lecteur des limitations du modèle.

6.4 Modélisation numérique de l'érosion

Voici quelques pistes qui pourraient permettre de modéliser avec succès l'érosion à l'aval du barrage de Marcinelle numériquement.

Malgré notre analyse de la littérature et des différents modes d'emplois de Sisyphe, il pourrait être intéressant de se pencher sur la manière dont Sisyphe prend en compte le maillage lors de ses calculs de transport solide.

D'autres logiciels de modélisation d'écoulements en rivière avec évolution morphologique pourraient, peut-être, permettre de modéliser avec succès le cas étudié.

HEC-RAS : ce programme, développé par l'Hydraulic Engineering Center du Corps des ingénieurs de l'armée des États-Unis, est disponible librement.

Basement : également gratuit, ce programme est issu du Laboratoire d'Hydraulique, Hydrologie et Glaciologie de l'ETH Zürich.

InfoWorks ICM : programme propriétaire distribué par Innovyze.

Ces programmes présentent l'avantage d'être nativement développés avec une interface graphique qui permettrait d'identifier les points critiques beaucoup plus rapidement qu'avec Sisyphe ainsi que d'effectuer des analyses plus poussées des phénomènes en jeu.

L'environnement TELEMAC/Sisyphe étant *bas niveau* du point de vue informatique, il permet une bonne compréhension des équations en jeu lors d'une simulation mais n'est pas équipé de module de *troubleshooting* réellement efficace, ce qui complique grandement son utilisation.

Conclusion

Rappelons la problématique initiale. Nous sommes en présence d'un barrage à deux pertuis équipé d'une centrale hydro-électrique. Celle-ci occupe la largeur du pertuis situé en rive gauche. En 2010, des crues importantes durant la construction de la centrale ont causés une érosion importante à l'aval du barrage. Nous avons pour mission de confirmer les résultats obtenus lors d'une étude réalisée en 2015 ainsi que de développer un modèle numérique fiable. Le but était de pouvoir s'affranchir de l'utilisation d'un modèle réduit.

Par rapport au travail de 2015, nous avons procédé à des vérifications plus importantes avant de commencer les prises de mesures. Le choix du temps de mesure ainsi que la position verticale de la sonde ont été étudiés. Ensuite, nous avons comparé les résultats obtenus. Il apparaît que ceux-ci sont concordants. Il faut néanmoins tenir compte des imprécisions inhérentes à l'étude sur modèle réduit.

Sur base des essais que nous avons menés, nous avons pu conclure, à l'instar de T. Racot et C. Haumont, que les problèmes d'érosion ont bien été causés par une série de facteurs défavorables. Un débit important dû aux crues et une configuration d'ouverture des pertuis problématique seraient la cause des affouillements. Nous pouvons également ajouter l'hypothèse mise en avant par Monsieur O. Gilsoul, à savoir l'utilisation des vannes en sous-verse. Ne disposant pas du modèle réduit adéquat pour vérifier cette hypothèse, nous n'avons pas pu étudier cette problématique.

En parallèle, nous avons utilisé le programme TELEMAC2D ainsi que son extension Sisyphé pour modéliser numériquement l'écoulement et étudier l'érosion. Avant de pouvoir se passer de l'utilisation d'un modèle réduit, il faut valider le modèle numérique associé. Nous avons alors confronté les champs de vitesse obtenus avec les deux modèles. Nous avons pu en conclure que le comportement de l'écoulement tel qu'obtenu avec TELEMAC2D se rapprochait bien du comportement observé expérimentalement. Nous pensons néanmoins qu'il est encore prématuré de valider à 100% le modèle numérique. Pour cela, il conviendrait de réaliser plus de tests afin de limiter l'influence des imprécisions liées à l'étude expérimentale.

Concernant l'érosion, un travail similaire à l'analyse des vitesses a été réalisé. Nous ne sommes pas parvenus à étudier la problématique de manière quantitative. En effet, les résultats issus de Sisyphé sont non concluants. Néanmoins, la comparaison des nombres de Shields issus du modèle numérique avec les résultats expérimentaux ont permis d'identifier les zones à risques.

A l'issue de ce travail, nous ne disposons pas d'un modèle numérique suffisamment fiable et robuste pour se passer d'un modèle expérimental en vue d'évaluer les risques d'érosion sur la Sambre. Nous suggérons comme piste d'amélioration l'utilisation d'un programme autre que Sisyphé qui n'a pas fourni de résultats satisfaisants.

Bien que longue et coûteuse, une étude sur modèle réduit a été la solution la plus efficace pour étudier cette problématique. Elle a permis d'identifier les configurations critiques pour l'érosion à l'aval du barrage de Marcinelle.

Annexes

Liste des essais réalisés au laboratoire

# test	date	configuration testée	commentaires
1	22-01-18	Vitesse-100m ³ /s-2pertuis	composantes de vitesses fausses
2	24-01-18	Vitesse-70m ³ /s-2 pertuis	composantes de vitesses fausses
3	26-01-18	Vitesse-200m ³ /s-2 pertuis	composantes de vitesses fausses
4	27-03-18	Temps de mesure des sondes	ok
5	27-03-18	Profil logarithmique	ok
6	03-04-18	Vitesse-300m ³ /s-2 pertuis	ok
7	04-04-18	Vitesse-300m ³ /s-1 pertuis	ok
8	04-04-18	Vitesse-200m ³ /s-2 pertuis	ok
9	05-04-18	Vitesse-200m ³ /s-1 pertuis	ok
10	09-04-18	Vitesse-100m ³ /s-2 pertuis	ok
11	09-04-18	Vitesse-100m ³ /s-1 pertuis	ok
12	09-04-18	Vitesse logarithmique-300m ³ /s	ok
13	11-04-18	Vitesse-300m ³ /s-2 pertuis	ok
14	16-04-18	Calibration écho-sondes	ok
15	16-04-18	Test érosion	sondes mal calibrées
16	24-04-18	Erosion-noix-100m ³ /s-1 pertuis	bathy. initiale fausse
17	27-04-18	Erosion-noix-200m ³ /s-1 pertuis	STOP car radier emporté
18	27-04-18	Erosion-noix-300m ³ /s-2 pertuis	STOP car radier emporté
19	30-04-18	Erosion-sable-100m ³ /s-1 pertuis	ok
20	03-05-18	Erosion-sable-200m ³ /s-2 pertuis	ok
21	11-05-18	Erosion-sable-300m ³ /s-2 pertuis	ok
22	14-05-18	Erosion-sable-300m ³ /s-1 pertuis	à refaire
23	14-05-18	Erosion-sable-100m ³ /s-2 pertuis	à refaire
24	01-08-18	Erosion-sable-100m ³ /s-2 pertuis	sonde p2 HS
25	01-08-18	Erosion-sable-200m ³ /s-2 pertuis	sonde p2 HS
26	01-08-18	Erosion-sable-300m ³ /s-1 pertuis	sonde p2 HS

TABLE 6.1 – Liste des essais

Dispersion statistique de la mesure de vitesse

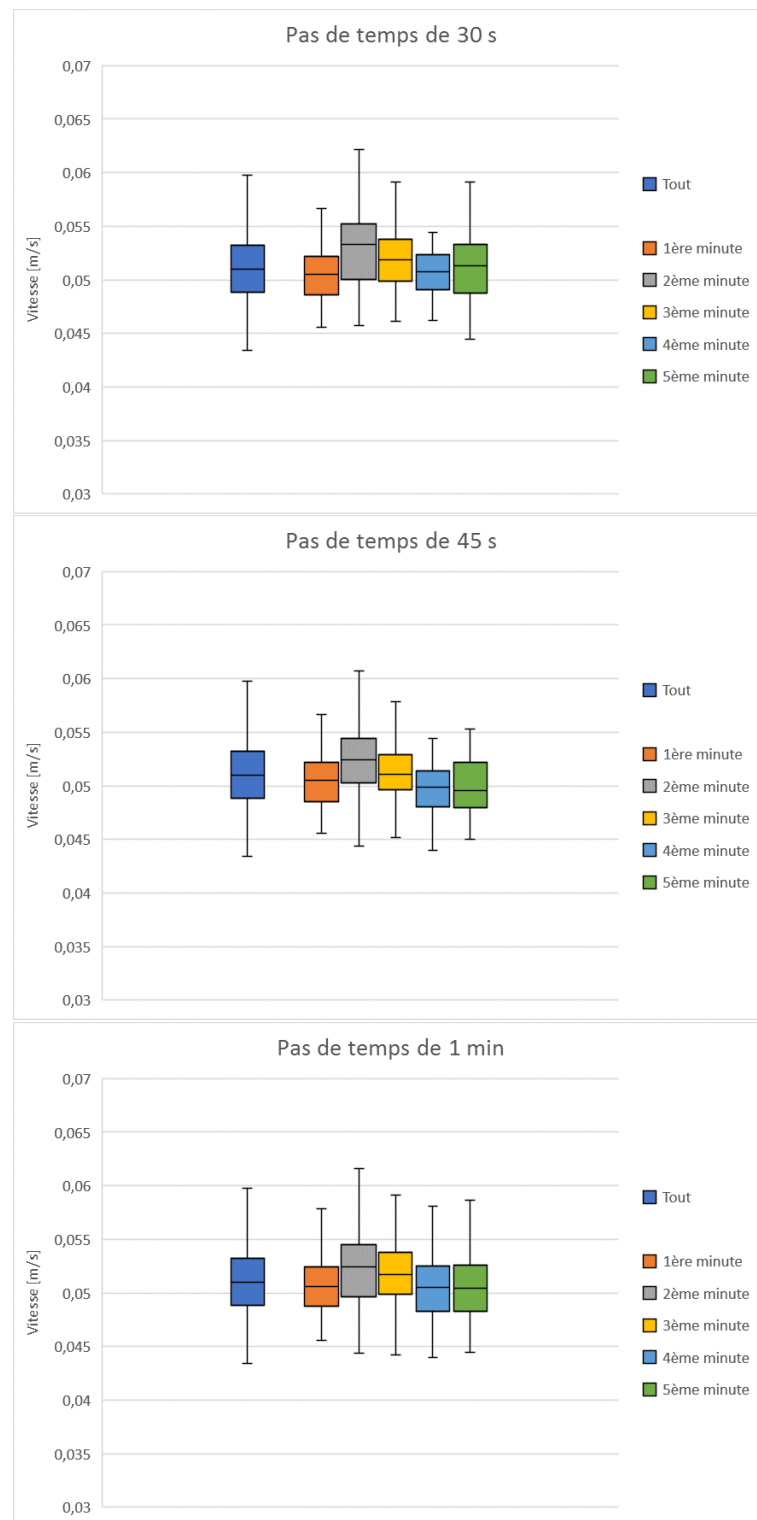


FIGURE 6.4 – Comparaison des 3 pas de temps - Zone de recirculation.

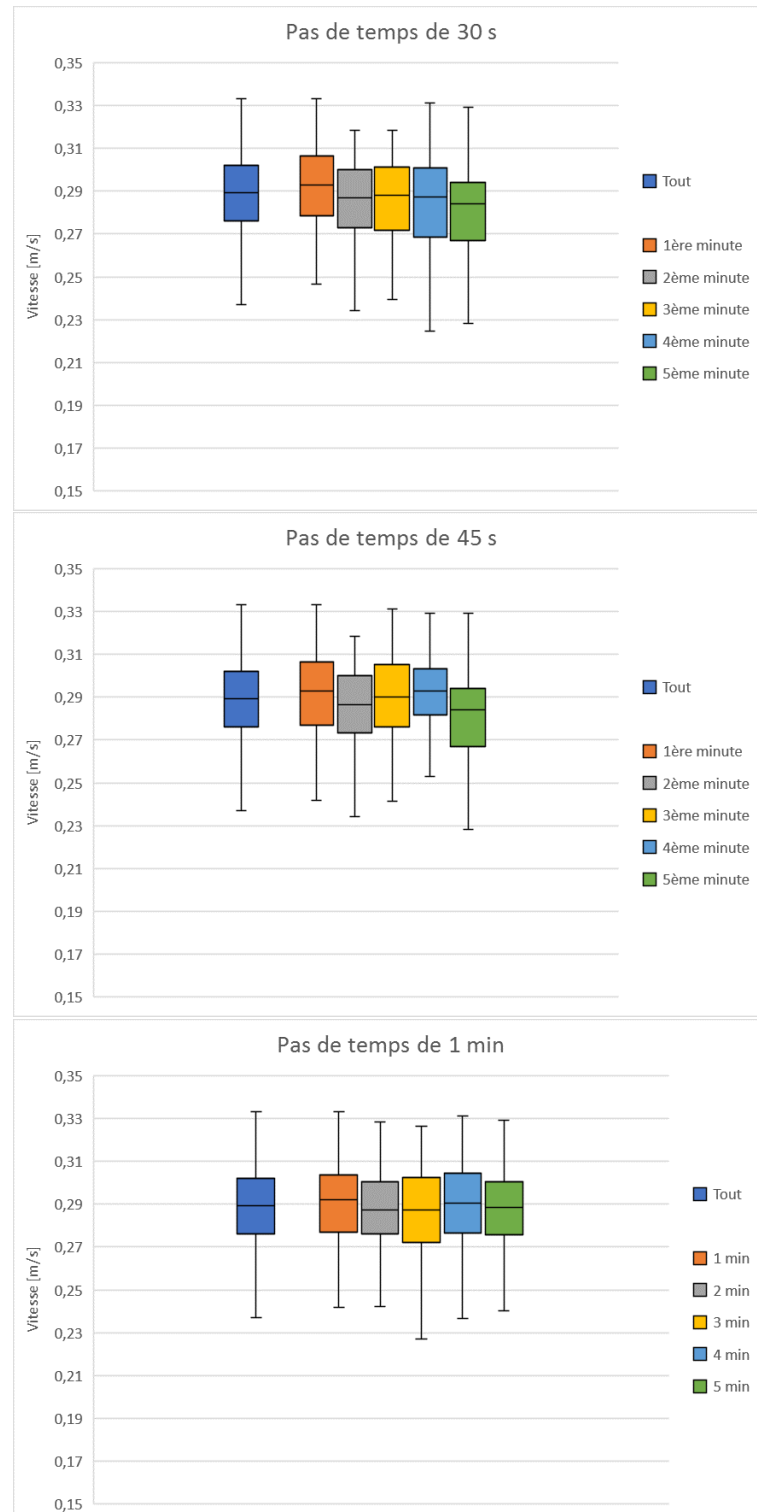


FIGURE 6.5 – Comparaison des 3 pas de temps - Zone érosion.

Fichier de paramètres TELEMAC-2D

```

/-----
/
/ TELEMAC2D - Marcinelle
/ Erosion à l'aval du barrage de Marcinelle
/ Félix Pirson & Bastien Baix
/ UCL - SPW - Mai 2018
/
/-----
/
/
/
/-----
/ FICHIERS
/-----
FICHIER DES PARAMETRES = t2d_vitesse.cas
FICHIER DE GEOMETRIE = maillage.ser
FICHIER DES CONDITIONS AUX LIMITES = frontieres_t2d.cli
/FICHIER DES FRONTIERES LIQUIDES = debit_t2d.liq
FICHIER DES RESULTATS = t2d_vitesse_resultats.res
/-----
/ OPTIONS GENERALES
/-----
TITRE = 'TELEMAC | Q = 300 | 1 pertuis ouvert'
DUREE DU CALCUL = 1800
PAS DE TEMPS = 0.05
/-----
/ ENTREES-SORTIES
/-----
VARIABLES POUR LES SORTIES GRAPHIQUES = 'U,V,S,B,H,Q,M,L'
PERIODE POUR LES SORTIES GRAPHIQUES = 1000
VARIABLES A IMPRIMER = ''
PERIODE DE SORTIE LISTING = 500
BILAN DE MASSE = OUI
/-----
/ CONDITIONS INITIALES
/-----
CONDITIONS INITIALES      = 'COTE CONSTANTE'
COTE INITIALE              = 97.85
/-----
/ CONDITIONS AUX LIMITES
/-----
/ 1:Aval;2:pertuis non ecluse ; 3: pertuis ecluse
COTES IMPOSEES            = 97.85;0.;98.75
DEBITS IMPOSES            = 0.;0.;300.
PROFILS DE VITESSE        = 1;3;3
/-----
/ PARAMETRES PHYSIQUES
/-----
LOI DE FROTTEMENT SUR LE FOND = 4      / Manning
COEFFICIENT DE FROTTEMENT = 0.021
LOI DE FROTTEMENT SUR LES PAROIS LATERALES = 4      / Manning

```

```

COEFFICIENT DE RUGOSITE DES BORDS = 0.021
MODELE DE TURBULENCE = 2 /1: viscosité constante, 2: Elder, 3: K-epsilon
/COEFFICIENT DE DIFFUSION DES VITESSES = 3.E-1
COEFFICIENTS ADIMENSIONNELS DE DISPERSION = 10;1.0
/-----
/  PARAMETRES NUMERIQUES
/-----
STOCKAGE DES MATRICES = 3
MASS-LUMPING SUR LA VITESSE = 0.8
MASS-LUMPING SUR H = 0.8
TRAITEMENT DU SYSTEME LINEAIRE = 2
FORME DE LA CONVECTION = 1;5
NOMBRE DE SOUS-ITERATIONS POUR LES NON-LINEARITES = 1
COMPATIBILITE DU GRADIENT DE SURFACE LIBRE = 1.0
SOLVEUR = 1
PRECISION DU SOLVEUR = 1.E-4
MAXIMUM D'ITERATIONS POUR LE SOLVEUR = 100
BANCS DECOUVRANTS = NON
CORRECTION DE CONTINUITE = OUI
&FIN

```

Fichier de paramètres TELEMAC-2D pour couplage avec Sisyphe

```

/-----
/
/ TELEMAC2D COUPLE - Marcinelle
/ Erosion [U+FFFD]'aval du barrage de Marcinelle
/ F[U+FFFD]x Pirson & Bastien Baix
/ UCL - SPW - Mai 2018
/-----
/
/
/
/-----
/ FICHIERS
/-----
FICHIER DE GEOMETRIE = maillage.ser
FICHIER DES CONDITIONS AUX LIMITES = frontieres_t2d.cli
FICHIER DES RESULTATS = t2d_erosion_resultats.res
FICHIER DES PARAMETRES DE SISYPHE = sis_erosion.cas
FICHIER FORTRAN = noerod.f
FICHIER DU CALCUL PRECEDENT = t2d_vitesse.res
/-----
/ OPTIONS GENERALES
/-----
TITRE = 'TELEMAC COUPLE | Q = 300 | 1 Pertuis ouvert'
COUPLAGE AVEC = 'SISYPHE'
PERIODE DE COUPLAGE POUR SISYPHE = 10
PAS DE TEMPS = 0.05

```



```

DUREE DU CALCUL = 6000
BILAN DE MASSE = VRAI
INFORMATIONS SUR LE SOLVEUR = OUI
PERIODE POUR LES SORTIES GRAPHIQUES = 1000
PERIODE POUR LES SORTIES LISTING = 500
VARIABLES POUR LES SORTIES GRAPHIQUES = 'U,V,S,B,H,Q,M,L'
/-----
/ CONDITIONS INITIALES
/-----
SUITE DE CALCUL = OUI
/-----
/ CONDITIONS AUX LIMITES
/-----
/ 1:Aval;2:pertuis non ecluse ; 3: pertuis ecluse
COTES IMPOSEES = 97.85;0.;98.75
DEBITS IMPOSES = 0.;0.;300.
PROFILS DE VITESSE = 1;3;3
/-----
/ PARAMETRES PHYSIQUES
/-----
LOI DE FROTTEMENT SUR LE FOND = 4 / Manning
COEFFICIENT DE FROTTEMENT = 0.021
LOI DE FROTTEMENT SUR LES PAROIS LATERALES = 4 / Manning
COEFFICIENT DE RUGOSITE DES BORDS = 0.021
MODELE DE TURBULENCE = 2 /1: viscosit[U+FFFD]onstante, 2: Elder, 3: K-epsilon
/COEFFICIENT DE DIFFUSION DES VITESSES = 3.E-1
COEFFICIENTS ADIMENSIONNELS DE DISPERSION = 30;3.0
/-----
/ PARAMETRES NUMERIQUES
/-----
STOCKAGE DES MATRICES = 3
MASS-LUMPING SUR LA VITESSE = 0.8
MASS-LUMPING SUR H = 0.8
TRAITEMENT DU SYSTEME LINEAIRE = 2
FORME DE LA CONVECTION = 1;5
NOMBRE DE SOUS-ITERATIONS POUR LES NON-LINEARITES = 1
COMPATIBILITE DU GRADIENT DE SURFACE LIBRE = 1.0
SOLVEUR = 1
PRECISION DU SOLVEUR = 1.E-6
MAXIMUM D'ITERATIONS POUR LE SOLVEUR = 100
BANCS DECOUVRANTS = NON
&FIN

```

Fichier de paramètres Sisyphe

```

/-----
/
/ Sisyphe - Marcinelle
/ Erosion [U+FFFD]'aval du barrage de Marcinelle
/ F[U+FFFD]x Pirson & Bastien Baix

```

```

/ UCL - SPW - Mai 2018
/-----
/
/
/-----
/ FICHIERS
/-----
FICHIER DE GEOMETRIE = maillage.ser
FICHIER DES CONDITIONS AUX LIMITES = frontieres_sis.cli
FICHIER DES RESULTATS = sis_erosion_resultats.res
/-----
/ OPTIONS GENERALES
/-----
TITRE = 'Sisyphe | Q = 300 | 1 Pertuis ouvert'
VARIABLES POUR LES SORTIES GRAPHIQUES = 'U,V,S,H,B,Q,M,E,R,QSBL,TOB,KS'
BILAN DE MASSE = OUI
PERIODE DE SORTIE GRAPHIQUE = 1000
PERIODE DE SORTIE LISTING = 500
/-----
/ PARAMETRES SEDIMENTOLOGIQUES
/-----
CHARRIAGE = OUI
SUSPENSION = NON
FORMULE DE TRANSPORT SOLIDE = 1 /1=Meyer-Peter 2= Einstein-Brown 3=Engelund-Hansen 7=Va
PARAMETRES DE SHIELDS = 0.047
EFFET DE PENTE = NON
/-----
/ FROTTEMENT ET TRANSPORT SOLIDE
/-----
DEBITS SOLIDES IMPOSES = 0;0;0
COEFFICIENT DE FROTTEMENT = 50.
OPTION DE TRAITEMENT DES FONDS NON ERODABLES = 3
RAPPORT D'EVOLUTION CRITIQUE = 1
MASS-LUMPING = OUI
/-----
/ PARAMETRES NUMERIQUES
/-----
ZERO = 1e-12
TETA = 0.5
&ETA

```

Table des figures

1.1	Situation géographique du barrage de Marcinelle	5
1.2	Barrage de Marcinelle en 3D	6
1.3	Vue en plan du barrage, du môle et de la pile de pont	6
1.4	Relevé bathymétrique à l'extrémité du môle.	7
2.1	Types de Transport solide	12
2.2	Distribution verticale de la vitesse	13
2.3	Diagramme de Shields-Van Rijn	14
2.4	Vue schématique du modèle réduit	15
2.5	Chariot de mesure	16
2.6	Traitement de l'information	17
2.7	Débitmètres	18
2.8	Position de la sonde de vitesse	19
2.9	Variabilité des mesures de la sonde de vitesse	19
2.10	Comparaison des 3 pas de temps - Zone du barrage	20
2.11	Comparaison des 3 pas de temps - Zone calme	21
2.12	Profils verticaux de vitesse	22
2.13	Profondeurs de la sonde et profils de vitesse	23
2.14	Echosondes	24
2.15	Positions de la sonde de vitesse	25
2.16	Positions des échosondes	26
2.17	Évolution du débit durant l'essai [l/s]	27
2.18	Évolution du niveau d'eau durant l'essai [mm]	27
2.19	Débits classés de la Sambre entre 1987 et 2009 (C. Swartenbroekx, 2012) . .	29
2.20	Sections de contrôle pour les vitesses	30
2.21	Comparaison des vitesses	31
2.22	Comparaison des vitesses entre 2015 et 2018	34
2.23	Matériaux du fond de la Sambre lors du dragage du 19/12/2007	36
2.24	Essai CPT aux alentours du barrage de Marcinelle	36
2.25	Érosion du sable de quartz	39
2.26	Mise en place des coquilles de noix	39
2.27	Les deux arrières-radriers	40
3.1	Étendue de la zone modélisée numériquement	43
3.2	Densité du maillage	44
3.3	Hauteur d'eau au cours d'une simulation hydrodynamique	47
3.4	Couplage des simulations hydrodynamique et morphologique (Tossi P., Sisyph User Manual, 2017 [16])	49
3.5	Cote absolue du fond rigide [m]	52
3.6	Élévation du problème [m] - Section verticale	52
3.7	Débit solide non nul en entrée [m ² /s] - Problème de l'étude de 2015	53
4.1	Vitesses issues du modèle expérimental - $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$	56
4.2	Vitesses issues du modèle expérimental - $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$	56
4.3	Vitesses issues du modèle expérimental - $Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$	56

4.4	Surface libre [m] et Vitesse [m/s] issus du modèle numérique - $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ - 2 pertuis ouverts	57
4.5	Vitesse scalaire [m/s] issue du modèle numérique - $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ - 1 pertuis ouvert	58
4.6	Vitesses [m/s] issues du modèle numérique - $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$	59
4.7	Vitesses [m/s] issues du modèle numérique - $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$	59
4.8	Vitesses [m/s] issues du modèle numérique - $Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$	59
4.9	Comparaison des vitesses [m/s] - $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ - 1 pertuis ouvert	60
4.10	Sections de contrôle des vitesses	61
4.11	Comparaison des vitesses, $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$	62
4.12	Comparaison des vitesses, $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$	63
4.13	Comparaison des vitesses, $Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$	64
5.1	Bathymétrie [m] issue du modèle expérimental - $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ - 1 pertuis ouvert	66
5.2	Section de contrôle pour le modèle expérimental	67
5.3	Évolution de la bathymétrie [m] issue du modèle expérimental - $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ - 1 pertuis ouvert	67
5.4	Vitesses [m/s] issues du modèle expérimental - $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$	68
5.5	Évolution de la bathymétrie [m] issue du modèle expérimental - $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ - 2 pertuis ouverts	69
5.6	Évolution de la bathymétrie [m] issue du modèle expérimental - $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ - 1 pertuis ouvert	69
5.7	Évolution de la bathymétrie [m] issue du modèle expérimental - $Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ - 2 pertuis ouverts	70
5.8	Évolution de la bathymétrie [m] issue du modèle expérimental - $Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ - 2 pertuis ouverts	71
5.9	Débit solide [m^2/s] - Problème sur les points adjacents aux frontières	71
5.10	Évolution de la bathymétrie [m] issue du modèle numérique en considérant le radier non érodable - $Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ - 2 pertuis ouverts	72
5.11	Zoom - Évolution de la bathymétrie [m] issue du modèle numérique en considérant le radier non érodable - $Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ - 2 pertuis ouverts	73
5.12	Coupe - Évolution de la bathymétrie [m] issue du modèle numérique en considérant le radier non érodable - $Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ - 2 pertuis ouverts	73
5.13	Évolution de la bathymétrie [m] issue du modèle numérique en considérant le radier érodable - $Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ - 2 pertuis ouverts	74
5.14	Cisaillement sur le lit [N/m^2] issu du modèle numérique - $Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$ - 1 pertuis ouvert	76
5.15	Cisaillement sur le lit [N/m^2] issu du modèle numérique - $Q = 100 \text{ m}^3/\text{s}$	77
5.16	Cisaillement sur le lit [N/m^2] issu du modèle numérique - $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$	77
5.17	Cisaillement sur le lit [N/m^2] issu du modèle numérique - $Q = 300 \text{ m}^3/\text{s}$	77
5.18	Modèle expérimental - Bathymétrie finale [m] - $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ - 1 pertuis ouvert	79
5.19	Modèle numérique - Cisaillement sur le lit [N/m^2] - $Q = 200 \text{ m}^3/\text{s}$ - 1 pertuis ouvert	79
6.1	Situation de sur-verse	81
6.2	Situation de sous-verse et sur-verse	81
6.3	Situation de sous-verse	81
6.4	Comparaison des 3 pas de temps - Zone de recirculation.	88
6.5	Comparaison des 3 pas de temps - Zone érosion.	89

Liste des tableaux

2.1	Correspondance d'échelles entre le prototype et le modèle réduit	11
2.2	Débits testés et hauteurs d'eau correspondantes	28
2.3	Première section de contrôle	32
2.4	Deuxième section de contrôle	32
2.5	Caractéristiques des matériaux à tester	37
2.6	Configurations simulées sur le modèle réduit	38
3.1	Configurations simulées sur TELEMAC	42
3.2	Propriétés principales du maillage	43
3.3	Conditions limites à imposer	47
3.4	Coefficients de dispersion préconisés par l'étude de 2015 [7]	48
6.1	Liste des essais	87

Bibliographie

- [1] Ata R. *Telemac2d - User Manual* Version 7.2, 2017
- [2] Bousmar D. *HydroCAP 3 - Automatisation des mesures sur modèle réduit hydraulique*. D.213 - Laboratoire des Recherches Hydrauliques, 2008.
- [3] Collectif. *Liaison Seine-Escaut Est écluse d'Auvelais, MOD. 058/9*. Direction des Recherches Hydrauliques, SPW, Octobre 2016.
- [4] Dawson C. & M. Mirabito C. *The Shallow Water Equations*. Institute for Computational Engineering and Sciences, University of Texas, Austin, 2008.
- [5] Franca M.J. *MOOC Hydraulique Fluviale - Séquence 5.1 : Caractérisation des sédiments et caractéristiques types d'une rivière alluviale*. EDX LouvainX : Louv17x, UCL, 2017.
- [6] Gilsoul O. *Rempiètement d'une pile de pont en rivière*. Dampremy, Belgique, (2011).
- [7] Haumont C. & Racot T. *Affouillements à l'aval du barrage de Marcinelle - Modélisation expérimentale et numérique*. UCL - EPL, 2015.
- [8] Hervouet J.M. *Hydrodynamics of Free Surface Flows : Modelling with the Finite Element Method*. Wiley, 2017.
- [9] Jankowski J. *Coupling Telemac and Sisyphe internally*. The Federal Waterways Engineering and Research Institute & BAW, Hamburg, 2002.
- [10] Kobus H. *Hydraulic Modelling* Hamburg - Berlin, 1980.
- [11] Rantz S.E. and others *Measurement and Computation of Streamflow - Volume 1 : Measurement of Stage and Discharge*. Washington, 1982.
- [12] Rion G. (Promoteur : Soares Frazao S.) *Vitesse moyenne d'un écoulement à surface libre à partir de mesures des vitesses de surface par une méthode LSPIV*. UCL - EPL, 2017.
- [13] Soares Frazao S. *LAUCE1152 - Cours d'hydraulique*. UCL - EPL, 2016.
- [14] Soares Frazao S. *MOOC Hydraulique Fluviale - Séquence 5.4 : Seuil de transport des sédiments*. EDX LouvainX : Louv17x, UCL, 2017.
- [15] Sugny C. *Similitudes des modèles hydrauliques fluviaux - E43/81-04*. EDF - Direction des études et recherche, Janvier 1981.
- [16] Tassi P. *Sisyphe - User Manual*. Version 7.2, 2017.
- [17] Verhaegen J. *Modélisation physique du transport de sédiments en rivière : Étude expérimentale de l'affouillement à l'aval des barrages à clapet de Kain et Hérinnes*. ECAM, 2012.
- [18] web *Open TELEMAC-MASCARET, The mathematically superior suite of solvers* [http ://www.opentelemac.org/](http://www.opentelemac.org/) , consulté en 2017-18.

