



**HAL**  
open science

## De la Mécanique des fluides à l'écohydraulique

Ludovic Cassan

► **To cite this version:**

Ludovic Cassan. De la Mécanique des fluides à l'écohydraulique. Ingénierie de l'environnement. Institut National Polytechnique de Toulouse, 2018. tel-03933605

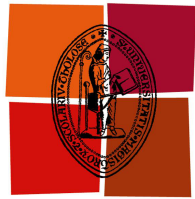
**HAL Id: tel-03933605**

**<https://hal.science/tel-03933605>**

Submitted on 10 Jan 2023

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

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



Université  
de Toulouse

Mémoire présenté pour l'obtention du diplôme

## d' **Habilitation à Diriger des Recherches**

Délivré par : *l'Institut National Polytechnique de Toulouse*

---

---

Soutenu le 04/12/2018 par :  
**LUDOVIC CASSAN**

### **De la Mécanique des fluides à l'écohydraulique**

---

---

#### **JURY**

ROBERT MOSÉ	Professeur d'Université	Univ. Strasbourg
LAURENT DAVID	Professeur d'Université	Univ. Poitiers
NICOLAS RIVIÈRE	Professeur d'Université	INSA Lyon
GILLES BELAUD	Professeur d'Université	Institut national d'études supérieures agronomiques de Montpellier
PIERRE SAGNES	Chef du pôle écohydraulique	AFB
DENIS DARTUS	Professeur d'Université	Toulouse INP

---

**Unité de Recherche :**

*Président du jury*

**Rapporteurs :**

*Robert Mosé, Laurent David et Nicolas Rivière*

**Président du jury :**





# Remerciements

Depuis mon entrée dans le monde de la recherche, les personnes qui m'ont aidées, inspirées et soutenues sont nombreuses. Je voudrais ici toutes les remercier même si je ne pourrai certainement pas toutes les citer.

Tout d'abord je pense à ceux qui m'ont fait confiance et encadré tout en me laissant une grande autonomie dans mes investigations : Georges Charnay, Jean Marie Badie, Bernard Garnier et Gabriel Olalde. Je remercie particulièrement Gilles Belaud pour m'avoir entraîné sur le chemin de l'eau et de l'hydraulique, mais aussi pour ces grandes qualités scientifiques et humaines. Merci aussi à Denis Dartus pour m'avoir accueilli dans son équipe de recherche et pour tout le travail effectué afin que mon intégration à l'IMFT et dans le pôle écohydraulique soit une réussite (enfin j'espère).

Je remercie aussi l'ensemble des étudiants que j'ai encadré ou que j'encadre, ils sont directement les co-auteurs des travaux que je présente ici : Pauline Prel, Tien Dung Tran, Thomas Ducrocq, Hela Romdhane, Rabab Yassine et Léo Guiot.

Comme tout travail de recherche, on ne peut rien faire sans collaboration qu'elle soit scientifique ou technique. Des échanges naissent les meilleures idées et surtout l'envie de continuer. Dans l'ordre chronologique je remercie Nicolas Boulet, Carole Sinfort, Bruno Tisseyre, Pierre Olivier Malaterre, Jean Pierre Baume, David Dorchies, Marie Madeleine Maubourguet, Jacques Chorda, Pascale Laurens, Philippe Baran et l'ensemble du personnel AFB (Dominique et Dominique, Sylvain, Nicolas, Pierre, Sylvie, Véronique, Olivier, Alain, Michel). Et bien sûr l'aide la plus importante est celle d'Hélène Roux qui supportent mes questionnements scientifiques et autres au quotidien, en espérant continuer notre fructueuse colocation de bureaux.

Merci également à ceux qui rendent mon travail facile chaque jour : les membres du groupe Hydroeco/HEGIE/H2O, la direction et les services généraux de l'IMFT.

Enfin, je pense aussi à tous les autres, hors du champ de la recherche qui ont su contribué directement ou pas à ce mémoire : Célestine, Louison, Christine, mes parents, Xavier et toute ma famille.

De façon plus solennelle, un grand merci aux membres du jury d'avoir pris de leur temps pour rapporter sur ce mémoire et partager leurs expertises et connaissances.

---

# Résumé

Ce mémoire vise à présenter les apports de la mécanique des fluides à l'écohydraulique à partir d'exemples de recherches effectuées au sein de l'UMR G-eau et de l'Institut de Mécanique des fluides de Toulouse (UMR 5502). Depuis 2010, mes activités de recherche s'inscrivent aussi dans le pôle de recherche et développement de l'Agence Française pour la Biodiversité/IMFT qui permet un lien étroit avec des biologistes et des acteurs de l'eau.

Mes activités de recherches présentées ici ont débuté suite à mon recrutement comme maître de conférences contractuel à Montpellier Supagro en 2007 et se sont poursuivies comme maître de conférences INP/ ENSEEIHT à partir de septembre 2010. Ces activités sont donc centrées sur l'étude des écoulements naturels et leur lien avec l'écohydraulique. En effet, l'un des enjeux majeurs sur les cours d'eau européens est d'améliorer la continuité écologique fortement perturbée par la fragmentation des habitats induite par les barrages, tout en prenant en compte le développement de l'hydroélectricité, moyen de production d'énergie renouvelable. Ces deux enjeux portés par deux Directives européennes, la Directive-Cadre sur l'Eau et la Directive Sources d'Energie Renouvelable, orientent fortement les recherches et les développements en écohydraulique.

Des méthodologies spécifiques pour le transfert de connaissances de la mécanique des fluides vers l'ingénierie environnementale ont été développées et évaluées. Il s'agit à la fois de technique numérique (simulation), expérimentale (vélocimétrie) et théorique (bilan de quantité de mouvement).

Un premier axe applicatif consiste en l'étude des ouvrages de régulations en canaux. Ces écoulements rejoignent les problématiques écohydrauliques car il est indispensable de mieux connaître les débits dans les réseaux artificiels et naturels pour assurer leur bon fonctionnement écologique. D'autre part, ces ouvrages constituent un obstacle à la libre circulation des espèces et notamment des civelles dans les réseaux de marais de la façade atlantique. Ainsi, après une première phase d'étude en laboratoire des ouvrages, nous avons mis en place la modélisation de l'ensemble d'un réseau pour étudier les stratégies de gestion favorable à la restauration de la continuité écologique. Un logiciel de modélisation hydraulique que nous avons conçu, a été fourni aux gestionnaires afin qu'ils puissent tester différents scénarii de gestions assurant le franchissement piscicole. Ces travaux se poursuivent actuellement en collaboration avec l'UMR G-EAU et les

---

gestionnaires de réseau.

La deuxième partie des travaux se focalise sur les écoulements à fortes pentes en présence de macro-rugosités, avec comme application, le dimensionnement des passes à poissons naturelles. L'optimisation de ces ouvrages hydrauliques est une question cruciale du point de vue financier (plusieurs milliers de nouvelles passes à construire en 5 ans) et de leur efficacité. Une attention particulière est portée au transfert des résultats notamment par l'utilisation de modèle de comportement simple et par des outils de modélisations accessible en ingénierie (modèle shallow water 2D). Ces travaux s'appuie aussi sur une thèse regardant la modélisation complète 3D des phénomènes turbulents autour d'une macrorugosité afin d'obtenir une compréhension plus fine des écoulements

Enfin, une troisième partie a émergé à partir du développement des premières actions et de l'interaction avec l'équipe hydrologie de surface du groupe H2O. L'étude des macrorugosités a conduit à proposer des modèles de frottements de parois spécifiques au cas de crue, de végétation ou de ruissellement. En effet ces écoulements présentent un faible rapport obstacle/hauteur d'eau. La validité de ces modèles a été démontrée sur un grand nombre de résultats de la littérature. L'implémentation des résultats dans des modèles hydrauliques a commencé afin de développer des outils spécifiques pour l'habitat piscicole et les forts débits.

# **Table des matières**

## TABLE DES MATIÈRES

---

# Notations

- $\alpha$  = le ratio de l'aire du fond où le frottement se produit par rapport à  $a_x * a_y$
- $\alpha_t$  = échelle turbulent dans la canopée (m)
- $\alpha_d$  = Coefficient de coriolis à l'aval de l'ouvrage
- $\alpha_u$  = Coefficient de coriolis à l'amont de l'ouvrage
- $\beta$  = coefficient de boussinesq (répartition non uniforme du flux de qdm)
- $\beta_d$  = Coefficient de boussinesq à l'aval de l'ouvrage
- $\beta_u$  = Coefficient de boussinesq à l'amont de l'ouvrage
- $\beta_B$  = fonction de rugosité de la loi de paroi
- $\delta$  = position verticale relative du maximum de vitesse sur une section ( $h_m/h$ )
- $\Delta_{xi}$  = taille de maille du calcul numérique
- $\Delta$  = différence relative de hauteur d'eau entre la face amont et la face aval du plot
- $\Delta_d$  = différence relative de hauteur d'eau entre la face aval du plot et la hauteur moyenne (décôte)
- $\Delta_t$  = pas de temps du calcul numérique (s)
- $\Delta_u$  = différence relative de hauteur d'eau entre la face amont du plot et la hauteur moyenne (surcôte)
- $\epsilon$  = dissipation turbulente ( $m^2/s^3$ )
- $\gamma$  = exposant de la corrélation expérimentale entre  $C_d$  et  $Re_*$
- $\kappa$  = constante de Von Karman
- $\lambda$  = diffusivité cinématique moléculaires
- $\nu$  = viscosité cinématique de l'eau ( $m^2/s$ )
- $\nu_t$  = viscosité turbulente ( $m^2/s$ )
- $\mu$  = viscosité dynamique de l'eau (Pa.s)
- $\omega$  = taux spécifique de dissipation ( $s^{-1}$ )
- $\Pi$  = paramètre de la loi de sillage
- $\rho$  = masse volumique locale de l'eau ( $m^3$ )
- $\sigma$  = rapport entre la surface d'un motif élémentaire de l'arrangement dans le  $x, y$  plane et  $D^2$
- $\tau_f$  = contrainte de cisaillement au fond
- $\tau_s$  = contrainte de cisaillement à la surface
- $\tau_{ij}$  = contrainte turbulente
- $\theta$  = angle entre l'axe de symétrie et un point sur le cylindre ( $\theta = 0$  à l'aval)
- $\xi$  = carré de la vitesse adimensionnée



## TABLE DES MATIÈRES

---

$a_1$	=	constante du modèle de paroi pour le $SSTk - \omega$
$a_x$	=	largeur d'un motif élémentaire (perpendiculaire à l'écoulement) (m)
$a_y$	=	longueur d'un motif élémentaire (parallèle à l'écoulement) (m)
$C$	=	Concentration des plots ( $D^2/a_x a_y$ )
$C$	=	couple exercé par le plot sur l'axe de rotation (N)
$Co$	=	nombre de courant
$C_{mes}$	=	couple de la force de traînée mesuré par le plot sur l'axe de rotation (N)
$C_{arc}$	=	couple de la force d'archimède par le plot sur l'axe de rotation (N)
$C_{d0}$	=	coefficient de traînée pour un cylindre infini à faible nombre de Froude
$C_d$	=	coefficient de traînée réel sous les conditions de l'écoulement
$C_f$	=	coefficient de frottement sur les parois
$C_s$	=	constante de rugosité pour la loi de paroi en régime rugueux
$d$	=	hauteur de déplacement de la loi logarithmique(m)
$d_{84}$	=	diamètre caractéristique d'une distribution de sédiments (84 % des grains sont inférieurs)
$D$	=	diamètre de l'obstacle (m)
$D_h$	=	diamètre hydraulique de l'écoulement (m)
$E$	=	constante de la loi de paroi ( $E=9,793$ )
$f$	=	Fréquence des tourbillons de sillage
$f_{h*}$	=	fonction correctrice du coefficient de trainee en fonction du rapport $h/D$
$f_{Fr}$	=	fonction correctrice du coefficient de trainee en fonction du nombre de Froude
$Fr$	=	nombre de Froude basé sur la hauteur moyenne $h$ et la vitesse entre plot $V_g$
$F_0$	=	nombre de Froude basé sur la hauteur moyenne $h$ et la vitesse débitante $U_0$
$F_t$	=	force de traînée sur le plot (N)
$F_x$	=	composante suivant $x$ d'une force volumique (N)
$F_y$	=	composante suivant $y$ d'une force volumique (N)
$g$	=	constante gravitationnelle ( $m/s^2$ )
$h$	=	hauteur d'eau moyenne dans la zone autour du plot (m)
$h_c$	=	hauteur critique(m)
$h_d$	=	hauteur d'eau moyenne dans une section à l'aval du plot (m)
$h_*$	=	hauteur d'eau adimensionnalisée ( $h/D$ )
$h_p$	=	hauteur de végétation (m)
$h_m$	=	hauteur pour laquelle la vitesse est maximale sur une section (m)
$I$	=	Intensité turbulente
$k$	=	Hauteur des macro-rugosités (m)
$k_t$	=	énergie cinétique turbulente ( $m^2/s^2$ )
$k_s$	=	hauteur caractéristique des rugosités de fond (m)
$k_s^+$	=	hauteur adimensionnalisée des rugosités de fond ( $k_s u_* / \nu$ )
$l_0$	=	échelle turbulent au sommet de la canopée (m)
$l_f$	=	longueur de formation à l'aval du plot (m)
$L$	=	Largeur du canal (m)
$L_0$	=	longueur caractéristique du fluide (m)

$N$	=	Rapport entre les forces de frottements au fond et de traînée
$n$	=	coefficient de manning
$p$	=	pression instantanée (Pa)
$P$	=	pression moyenne (Pa)
$q$	=	débit spécifique par unité de largeur ( $m/s^2$ )
$Q$	=	débit dans le canal ( $m/s^3$ )
$Re_D$	=	nombre de Reynolds basé sur le diamètre ( $D$ )
$Re_h$	=	nombre de Reynolds basé sur la hauteur d'eau moyenne ( $h$ )
$Re_*$	=	nombre de Reynolds basé sur la hauteur d'eau moyenne ( $h$ ) et la viscosité turbulente
$s$	=	distance minimum entre macr-rugosités
$S$	=	pente du fond
$S_D$	=	nombre sans dimension caractérisant l'influence du fond sur le sillage
$S_{i,j}$	=	tenseur des vitesses de déformations
$S_f$	=	gradient hydraulique (m/m)
$St$	=	nombre de Strouhal
$t$	=	temps (s)
$U_0$	=	vitesse débitante dans le canal (m/s)
$U_c$	=	vitesse critique dans le canal (m/s)
$u_{max}$	=	vitesse locale maximale dans un motif(m/s)
$u_*$	=	vitesse de frottement(m/s)
$U$	=	vitesse moyenne dans la direction longitudinale ( $X$ ) (m/s)
$U_d$	=	vitesse longitudinale moyenne dans une section à l'aval du plot (m/s)
$U_{drag}$	=	vitesse générique utilisé pour le calcul de $C_d$ (m/s)
$U_i$	=	vitesse moyenne dans la direction $x, y, z$ respectivement si $i = 1, 2, 3$ (m/s)
$u_i$	=	vitesse instantanée dans la direction $x, y, z$ respectivement si $i = 1, 2, 3$ (m/s)
$U_{max}$	=	vitesse maximale (m/s)
$u, v, w$	=	vitesse instantanée selon $X, Y, Z$ respectivement
$u', v', w'$	=	fluctuations des vitesses selon $X, Y, Z$ respectivement (écart à la moyenne temporelle)
$u_k$	=	vitesse au sommet de la canopée (m/s)
$u_{xi}$	=	la vitesse de la maille $xi$
$V$	=	vitesse moyenne dans la direction transversale ( $Y$ ) (m/s)
$V_g$	=	vitesse moyenne dans la section entre 2 plots émergents (m/s)
$W$	=	vitesse moyenne dans la direction verticale ( $Z$ ) (m/s)
$WUA$	=	surface pondérée utile d'habitat
$x, y, z$	=	direction d'un repère orthonormé pour un écoulement quelconque
$X$	=	direction longitudinale, sens de l'écoulement (m), dans le canal de l'étude (numérique ou
$Y$	=	direction transversale (m), (numérique ou expérimental)
$Z$	=	direction verticale (m),(numérique ou expérimental)
$Z_B$	=	côte du fond (m)
$Z_s$	=	côte de la surface libre (m)
$z_0$	=	rugosité hydraulique de la loi logarithmique (m)
$\tilde{z}$	=	direction verticale adimensionné ( $z/k$ )

## TABLE DES MATIÈRES

---

# Chapitre 1

## Introduction

### 1.1 Préambule

Un mémoire d'Habilitation à Diriger des Recherches est souvent l'occasion de faire un point d'étape sur la jeune carrière d'un chercheur afin d'en extraire la cohérence, les principaux résultats et des directions pour le futur. Je voudrais avec ce mémoire à la fois remplir cet objectif mais également proposer un document qui, au delà de mes propres activités, décrit mon domaine de prédilection : l'écohydraulique. Cette discipline est assez récente et provient de la prise de conscience que les milieux naturels aquatiques sont complexes car ils nécessitent des connaissances dans des domaines aussi variés que la biologie, la mécanique, la thermique, les méthodes numériques. On pourra s'apercevoir dans le reste du document que cette multidisciplinarité caractérise les projets que j'ai pu mener. Non pas que je sois devenu compétent dans l'ensemble de ces domaines, mais j'ai pu concilier toutes ces approches avec ma discipline principale qu'est la mécanique des fluides. Outre cet aspect multidisciplinaire, un autre fil conducteur de mes activités est l'approche très appliquée des questions scientifiques et un lien important avec le domaine de l'ingénierie en environnement. Cela provient bien sûr d'un intérêt personnel pour l'innovation technologique, mais aussi d'une réflexion générale sur le rôle du chercheur dans des disciplines où les acteurs privés sont relativement peu nombreux. Cela s'explique aisément par la taille des acteurs (bureaux d'études, collectivités, association) et la valeur ajoutée attendue : la nature n'a pas de moyens financiers. Il convient donc à tous les acteurs possibles de mener à bien la mise en application et le rayonnement d'outils et de méthodologies nouvelles.

Pour résumer, cette sensibilité et les opportunités m'ont amené à naviguer sur le grand océan de l'écohydraulique afin d'en avoir une vision non exhaustive mais assez large pour illustrer les apports de cette discipline à une société en quête de développement raisonnée, durable et respectueux des besoins de chacun. Cette approche justifie aussi qu'il ait été choisi de présenter un panel d'applications et de travaux aux détri-

ments des détails scientifiques ou techniques qui sont disponibles dans les articles cités ou mis en annexes.

Mes travaux de thèses et post doctoraux ne seront pas présentés. Bien qu'ils étaient aussi appliqués et tournés vers l'environnement (procédé solaire à concentration), il a été difficile de les concilier avec l'écohydraulique.

## 1.2 Contexte scientifique

Nous allons donc traiter d'écohydraulique. Bien que des symposiums y soient consacrés et des revues spécialement dédiées, il n'est pas aisé d'en trouver une définition précise. Nous pouvons tenter de la définir comme la discipline qui étudie les liens entre l'hydraulique (et l'hydrologie) et les processus écologiques dans un milieu aquatique. Nous nous limitons ici à évoquer les processus en lien avec l'aspect quantitatif ou physique de l'eau. C'est-à-dire ceux qui nécessitent un volume, une vitesse, une température suffisante. Parmi ces processus on peut citer le transport solide, le transfert de nutriments, l'oxygénation, l'alimentation et la reproduction d'espèces aquatiques. Afin de préciser également le champ d'applications on peut aussi se référer aux mots-clés issues des sessions du congrès Ecohydraulique 2018 (ISE 2018, Tokyo, Japon) ou d'ouvrages de référence comme "Ecohydraulics : An Integrated Approach" (?). Il apparaît clairement que l'ensemble des processus en lien avec le vivant et l'hydraulique sont concernés : végétation, passe à poissons, habitat aquatique. Des thèmes sont eux plus en lien avec l'hydrologie (restauration de bassin versant et de zones humides) et la gestion (éclusées) ou les sédiments (hydromorphologie). Sans être moins important (bien au contraire) les questions d'écologie aquatique ne seront pas traitées ici car plus éloignées de la mécanique des fluides.

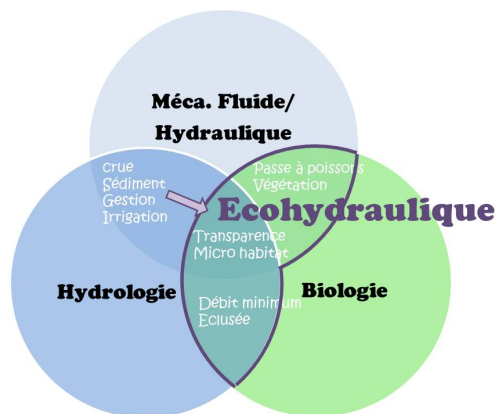


FIGURE 1.1 – Connection des domaines scientifiques entrant dans l'écohydraulique

Le schéma ?? permet de préciser le positionnement de l'écohydraulique à l'inter-

section de la mécanique des fluides, de l'hydrologie et de la biologie. Dans cette intersection sont placés les thèmes de travail évoqués dans le document. Nous verrons aussi qu'un des enjeux scientifiques est de faire passer un certain nombre de thématiques dans le champ de l'écohydraulique en y ajoutant la provision de services écosystémiques en lien avec la biologie. On peut citer le rôle des crues sur la structuration de l'habitat piscicole, la gestion durable des sédiments et de la végétation dans les réseaux d'irrigation ou la diminution des impacts des vidanges de retenue.

### 1.3 Contexte sociétal

Cette partie de contextualisation a pour objectif de montrer que les travaux de recherche ont été cadrés ou impulsés suite à des demandes plus larges que la simple production de connaissances.

En effet, si l'écohydraulique est apparue c'est aussi parce qu'il existe une forte demande de la société pour mieux comprendre et ainsi mieux gérer les hydrosystèmes. Dans un certain nombre de cas, cette demande est surtout une nécessité afin de préserver des caractéristiques minimales mettant directement en péril des activités humaines : qualité des eaux, inondations, productions alimentaires et énergétiques.

Pour préciser le contexte global liant environnement, social et économie, nous choisissons de représenter ces 3 domaines de façon inclusive ce qui correspond mieux à notre approche scientifique où l'économie dépend du social qui dépend l'environnement. Sur le schéma ??, on place les mots clés liés à des enjeux où l'écohydraulique permet d'avoir une approche étendue des problèmes. Certains sont spécifiques aux usages économiques, d'autres sont plus larges comme la nécessité de prendre en compte la diminution des impacts pour satisfaire les besoins humains en énergie et nourriture. La qualité de l'eau est aussi un domaine qui agit à la fois sur l'environnement mais aussi sur la santé. Enfin, la problématique de la continuité sédimentaire trouve également des répercussions directes dans la sphère économique, en particulier à cause des contraintes de gestion qui en découlent.

### 1.4 Objectifs des études présentées

Comme souvent quand on évoque la gestion de l'eau, des intérêts antagonistes apparaissent. C'est pourquoi un cadre législatif et réglementaire a été mis en place pour répondre à l'amélioration de l'état des masses d'eau (directive cadre sur l'eau). Leur traduction dans la loi sur l'eau et les milieux aquatiques (LEMA) a conduit à des prescriptions précises et obligatoires pour les acteurs de l'eau : irrigant, producteur hydroélectrique, producteur d'eau potable, service d'assainissement.

Ce cadre est un moteur important afin d'agréger les compétences et les moyens

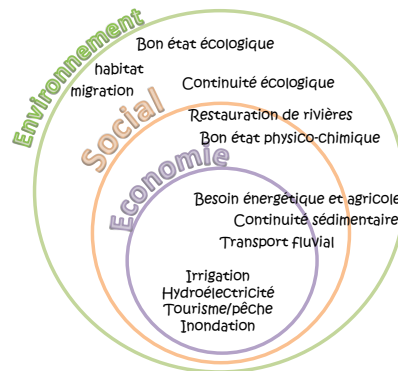


FIGURE 1.2 – Mots clés par sphère d'activité : objectifs environnementaux et économiques de l'écohydraulique

pour atteindre un certain nombre d'objectifs environnementaux. Ces objectifs justifient l'existence du pôle écohydraulique IMFT/Agence Française pour la Biodiversité (AFB) dans lequel mes activités s'insèrent. Ce pôle est l'élément structurant de mes travaux dans la mesure où son objectif est justement de pouvoir faire bénéficier la gestion des écosystèmes aquatiques, des connaissances et techniques les plus récentes en mécanique des fluides. La nouveauté et la plus value de cette structure est la réunion dans un même lieu géographique d'hydrauliciens et de biologistes, mais aussi de chercheurs et des personnes en lien direct avec les aménageurs et gestionnaires. Les échanges fréquents favorisent ainsi la compréhension de chacun des disciplines des autres. Ils sont surtout le moyen de faire émerger des projets communs répondant au mieux aux objectifs scientifiques et sociétaux.

Au sein de ce pôle, mes activités de recherches ont été orientées par la hiérarchisation provoquée à la fois par la demande des acteurs et le besoin de connaissance fondamentale. Les objectifs principaux sont :

- La réduction du prélèvement d'eau dans le milieu naturel afin d'assurer des conditions d'habitat propices dans la vie aquatique.
- Le maintien de la "respiration" naturelle des cours d'eau à savoir le passage de crues morphogènes.
- Le rétablissement de la continuité écologique définie comme la libre circulation sur l'ensemble du linéaire des espèces vivantes. On étudiera ici à la fois la problématique en cours d'eau et en réseau.
- Le rétablissement de la continuité sédimentaire définie comme le passage naturel des sédiments de l'amont vers l'aval.
- Le maintien d'habitat aquatique pour différentes contraintes de gestion (éclusés, irrigation, crues et transparences) et en particulier la création d'abris hydrauliques. Notons que d'autres champs de recherche entrent dans celui de l'écohydraulique.

Une grande partie est aussi investiguée par le pôle écohydraulique à travers sa relation avec l'institut PPRIME de Poitiers. On peut citer par exemple : les dispositifs de dévalaisons, les passes à bassins et l'interaction entre turbulence et comportement natatoire. Les travaux présentés se nourrissent donc aussi des résultats obtenus pour des problématiques proches.

## 1.5 Structuration des études

Ce document est construit de façon à illustrer l'apport de la mécanique des fluides dans de nombreux aspects de l'écohydraulique et des études d'ingénierie associée à l'environnement. Il a été choisi d'illustrer ce lien en montrant 3 problématiques scientifiques suivant chacune la même progression (Fig. ??). Les premières études servent à améliorer la vision classique de l'hydraulique en utilisant la mécanique des fluides pour préciser les grandeurs physiques nécessaire aux couplages avec les autres disciplines (Fig. ??). Dans un second temps, un autre type d'étude utilise ses connaissances pour aller vers les problématiques d'ingénierie qui ont des objectifs environnementaux ou économiques (Fig. ??). Hormis le premier chapitre, chaque partie est structurée de façon à d'abord présenter le contexte, les objectifs et les méthodes utilisées. Puis les résultats scientifiques seront discutés et enfin les applications d'ingénierie seront exposées.

Dans un premier chapitre, les méthodes développées spécifiquement pour nos études seront précisées (EMB, 1 DV, URANS,..). Ces méthodes peuvent être théoriques, expérimentales ou numériques. Elles ont en commun d'utiliser les concepts de la mécanique des fluides afin de préciser les relations avec la biologie et l'hydrologie.

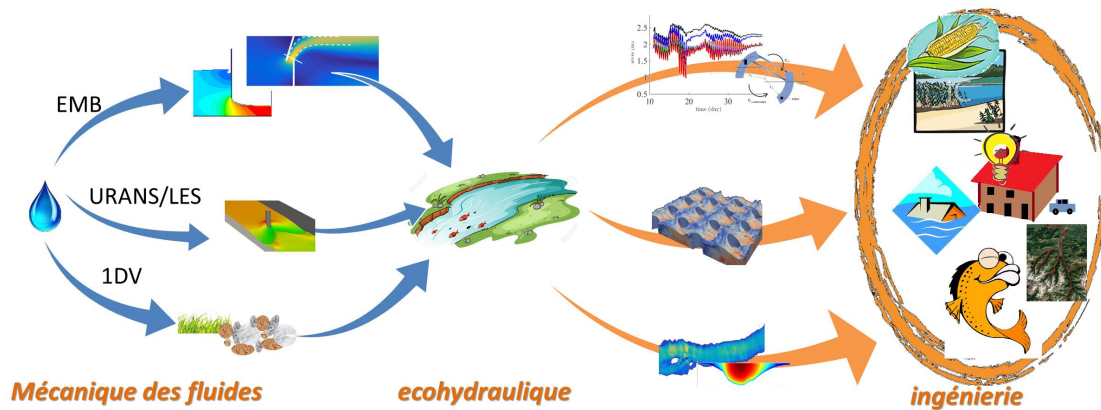


FIGURE 1.3 – Plan illustré

Dans un second chapitre, on expose le premier axe qui est consacré aux écoulements



sous vannes car ces ouvrages sont les principaux organes permettant la régulation de niveaux ou de débits dans les écoulements naturels. Elles sont donc primordiales pour s'assurer des prélèvements les plus justes sur le milieu. Ceci implique une gestion optimale de la ressource et est donc directement lié à la qualité biologique des cours d'eau. Les écoulements sous vannes sont aussi intéressants dans le cas où ces ouvrages peuvent constituer un obstacle à la migration, notamment des civelles. C'est pourquoi les études sous vannes ont aussi permis de s'intéresser à la gestion complète de réseaux dans le but d'augmenter la franchissabilité des ouvrages à la mer ou d'étagement.

L'axe suivant a pour objet d'étude les obstacles émergents dans un écoulement à forte pente. Bien que souvent étudiés expérimentalement dans des écoulements fluviaux (par exemple des piles de ponts), il existe encore des questions sur l'influence de la surface libre, celle du fond ou encore sur la meilleure façon de les modéliser. Le chapitre 4 présente ensuite l'extrapolation à plusieurs obstacles avec une application directe aux passes à poisson et donc à la continuité écologique.

Après avoir vu des ouvrages, il faut également s'intéresser à un autre aspect de l'hydraulique à savoir l'écoulement dans les cours d'eau et le frottement pariétal qui régit la plus grande partie de la relation hauteur-débit. L'écohydraulique nous amène à regarder cette question d'une part à partir du lien avec la végétation et d'autre part en considérant les écoulements avec des tailles de rugosité importantes. En effet les applications visées sont la gestion "responsable" et la description d'habitats aquatiques, en particulier pour les rivières de piémont impactées par un usage hydroélectrique. Notons que cette partie découle grandement de la précédente dans la méthodologie adoptée et les résultats puisqu'il existe des similitudes entre une passe en enrochement et des rivières à fortes pentes avec des blocs rocheux.

Le dernier chapitre est consacré aux perspectives de recherche qui s'inscrivent à la fois dans le pôle écohydraulique mais aussi en cohérence avec les projets du laboratoire et de l'ENSEEIH.

# Chapitre 2

## Des méthodes et des outils de recherche adaptés

Les champs de l'écohydraulique que nous abordons ici nécessitent l'utilisation de méthodes et d'outils de recherche qui peuvent différer de ceux de la mécanique des fluides. Il y a pour cela 2 raisons qui sont soit des adaptations aux spécificités du domaine d'applications soit des contraintes physiques. La première catégorie correspond aux simplifications nécessaires pour le transfert à l'ingénierie comme par exemple des formulations théoriques intégrées par volume ou des simulations numériques avec peu de temps de calcul. Ces méthodes seront décrites dans la première partie. Dans la seconde catégorie, on peut citer des surfaces libres fortement déformées ou la présence de rugosités qui rendent difficile l'utilisation de nappe laser et donc de la PIV. Les moyens expérimentaux mis en oeuvre pour s'adapter à ces problèmes seront alors explicités.

On doit aussi garder en tête que pour intégrer aux mieux les connaissances de la mécanique des fluides à l'écohydraulique, les méthodes et outils doivent dépendre de la grandeur que l'on veut préciser (couplage avec la biologie, l'hydrologie, le transport sédimentaire, etc.), du degré de précision voulue et de la technicité souhaitée. Dès cette étape, on peut se poser la question de savoir si la méthode choisie est adaptée à pouvoir agréger des connaissances venant des autres domaines d'études mais aussi du secteur aval : gestionnaire, ingénieur d'étude, retour d'expériences. Ces points seront précisés par la suite où chaque application amène ses contraintes et ses opportunités.

### 2.1 Méthode pour le changement d'échelle

Dans cette partie les méthodes de changement d'échelle sont présentées de façon générale, elles sont le point commun des différentes études citées dans la suite.

La première de ces méthodes est de répartir des équations de Navier-Stokes, de les intégrer mais dans des cas d'ouvrages plus complexes qu'un écoulement unidirectionnel

sur un fond lisse. On regarde alors attentivement la modélisation des forces s'exerçant sur les volumes de contrôle. En particulier, la turbulence pourra être soit modélisée soit négligée après estimation réaliste de son influence.

La seconde méthode plus classique est la simulation numérique qui a toute sa place dans les études d'écohydraulique car elle assure de pouvoir dimensionner des ouvrages répondant aux contraintes biologiques : vitesse maximale, turbulence, hauteur d'eau. En effet, l'utilisation de relations expérimentales ou de modèles réduits peut s'avérer limitée car les poissons se mettent rarement à échelle réduite et, de plus il peut être difficile de mesurer des grandeurs locales comme les fluctuations de vitesses. Or ces fluctuations turbulentes peuvent être primordiales dans le comportement d'un poisson mais également sur les transferts de masse, de quantité de mouvement ou d'énergie. Dans cette partie les différents modèles possibles pour la simulation d'écoulement d'eau à surface libre seront brièvement analysés. Le propos n'est pas de les décrire précisément ce qui est largement disponible dans la littérature mais plutôt d'insister sur les avantages et leurs inconvénients en regard des spécificités de l'écohydraulique. De plus, on peut aussi spécifier qu'aucun nouveau modèle ne sera développé. Seuls ceux déjà implémentés dans des codes opensource seront mis en œuvre.

### 2.1.1 Méthode Energy Momentum Balance (EMB)

Le principe de la méthode Energy Momentum Balance est d'utiliser les équations de continuité, de quantité de mouvement et d'énergie intégrées sur des sections d'écoulements. Cette approche classique en hydraulique est ici améliorée en prenant en compte les distributions de champs de vitesse ou de pression sur les section de contrôle. En effet, elles sont généralement supposées uniformes ou hydrostatiques alors qu'à proximité des ouvrages ces hypothèses ne sont plus valables.

Dans le cas d'un écoulement sous vanne (Fig. ??), on s'appuie alors sur la connaissance des champs de vitesse à l'amont de la vanne issus d'un écoulement potentiel ?.

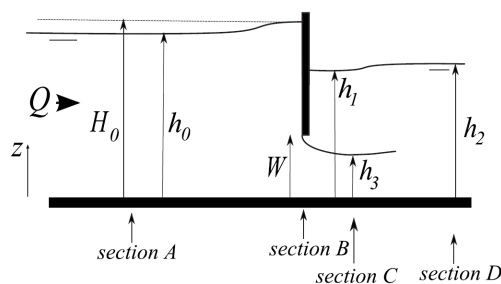


FIGURE 2.1 – Hauteurs caractéristiques d'un écoulement sous vanne.

Si on suppose qu'il n'y a pas de perte de charge à l'amont de la vanne, la hauteur  $H_0$  est égale à la charge totale  $E_0$  :

## 2.1. Méthode pour le changement d'échelle

$$H_0 = E_0 = h_0 + \alpha_u Q^2 / (2gB^2 h_0^2), \quad (2.1)$$

où  $Q$  est le débit,  $g$  l'accélération gravitationnelle et  $\alpha_u$  le coefficient de Coriolis à l'amont. La conservation de l'énergie entre l'amont et l'aval peut être écrite en prenant en compte le coefficient de Coriolis  $\alpha_d$  à la section contractée (*i.e* entre le fond et  $h_3$ ) :

$$E_0 = h_1 + \alpha_d \frac{Q^2}{2gB^2 h_3^2} \quad (2.2)$$

où  $h_1$  est la profondeur en C, et  $h_3$  l'épaisseur de la veine contractée.

L'écart à la pression hydrostatique peut éventuellement être prise en compte mais ne modifie pas significativement les résultats du modèle.

Afin d'écrire le bilan d'énergie sous forme adimensionnelle, on définit  $X = h_0/H_0$ ,  $s = h_1/H_0$ ,  $a = W/H_0$  (ouverture relative) et le nombre de Froude amont  $F_0 = Q/(B\sqrt{gh_0^3})$ . On obtient alors :

$$F_0^2 = \frac{\alpha_d a^2 C_c^2}{\alpha_u X^3} (1 - s) \quad (2.3)$$

$$X = 1 - \left(\frac{a C_c}{X}\right)^2 (1 - s) \quad (2.4)$$

Le bilan de quantité de mouvement s'écrit sur la direction longitudinale :

$$\beta_u \rho \frac{Q^2}{Bh_0} + \frac{1}{2} \rho g B h_0^2 + F_{gd} = \beta_d \rho \frac{Q^2}{Bh_3} + F_{pC} + F_{gu} \quad (2.5)$$

où  $F_{gd}$ ,  $F_{gu}$  et  $F_{pC}$  sont les forces de pression respectivement sur la face aval de la vanne, la face amont et sur la section C. Les coefficients de Boussinesq sont notés  $\beta_u$  et  $\beta_d$  à l'amont et à l'aval. Sur la face aval, la vitesse est faible, et on suppose une pression hydrostatique :

$$F_{gd} = \epsilon \frac{1}{2} \rho g B (h_1 - W)^2 \quad (2.6)$$

avec  $\epsilon = 1$  si  $h_1 > W$ ,  $\epsilon = 0$  si  $h_1 \leq W$ .

La force de pression sur la face avant,  $F_{gu}$ , est obtenue grâce à l'écoulement potentiel à l'amont (?). La composante de vitesse verticale qui modifie le champ de pression s'écrit alors :

$$v(z) = -\frac{Q}{\pi W B} \log \left( \frac{\sin \frac{\pi(z+W)}{2H_0}}{\sin \frac{\pi(z-W)}{2H_0}} \right) \quad (2.7)$$

La force adimensionnelle sur la vanne devient :

$$\tilde{F}_{gu} = (1 - a)^2 - 2F_0^2 X^3 \phi(a, t_l) \quad (2.8)$$

## 2. Des méthodes et des outils de recherche adaptés

---

où

$$\phi(a, t_l) = \frac{\tan(a\pi/2)}{\pi^3 a} \int_{t_l}^{\infty} \frac{1}{1 + \tan^2(a\pi/2)t^2} \log^2\left(\frac{t+1}{t-1}\right) dt \quad (2.9)$$

Finalement la forme adimensionnelle de l'équation de quantité de mouvement est obtenue à partir de Eq. (??)

$$2\beta_u F_0^2 X^2 + X^2 + \epsilon(s-a)^2 = 2\beta_b \frac{F_0^2 X^3}{aC_c} + s^2 + (1-a)^2 - 2\frac{F_0^2 X^3}{a} \phi(a, t_l) \quad (2.10)$$

La résolution numérique des équations ?? et ?? permet de connaître la valeur de  $X$  et  $C_c$ . La connaissance du champ de vitesse potentielle à l'amont de la vanne permet aussi de connaître la contrainte pariétale sur le fond. Pour cela, on va se servir de l'équation intégrale de la couche limite de Von Karman avec comme condition externe soit l'écoulement potentiel à l'amont soit une estimation de la vitesse moyenne fournie par l'équation de l'énergie à l'aval. Il faut également supposer un profil de vitesse en loi puissance de façon à préciser la contrainte au fond  $C_f$ .

$$\frac{C_f}{2} = \frac{H_\delta \delta}{x} + (1 + 2H_\delta) \frac{1}{U_e} \frac{U_e}{x} \quad (2.11)$$

où  $\delta$  est l'épaisseur de la couche limite,  $H_\delta = 0.097$  le rapport de forme (rapport entre la couche limite de quantité de mouvement et celle de masse), et  $U_e$  la vitesse externe.

L'équation précédente est fermée à l'aide de la relation expérimentale suivante basée sur l'hypothèse d'un écoulement lisse et d'un profil puissance en  $1/7$ .

$$\frac{U}{u_*} = 8.75 \left( \frac{\delta u_*}{\nu} \right)^{(1/7)} \quad (2.12)$$

La vitesse  $U_e$  est obtenue à l'aide de la solution potentielle à la hauteur  $\delta$ . La connaissance du profil de vitesse entre 0 et  $\delta$  permet de corriger le calcul de la vitesse potentielle de façon à maintenir un débit constant pour une section verticale.

Les équations suivantes sont résolues numériquement par un schéma aux différences finies. Elles permettent d'avoir pour chaque position suivant  $X$  la hauteur de la couche limite  $\delta$  et la contrainte  $\tau_*$ . La connaissance de la hauteur de la couche limite et de l'écoulement externe permet également d'avoir une valeur théorique de coefficient  $\beta$  et  $\alpha$  pour chaque position. Le champ de vitesse aval est supposé horizontal et la valeur de  $U_e$  est fixée par la connaissance du champ de pression au fond et l'équation de Bernoulli dans la couche externe.

### 2.1.2 Régime uniforme autour d'obstacle émergent

Nous considérons ici un écoulement autour d'obstacles émergents (qui traversent la surface libre). Il s'agit principalement d'écoulement dans des passes à poissons en enrochements mais la méthode peut s'appliquer à des habitations, des plantations forestières, des fonds à macro-rugosité, etc.

L'arrangement de blocs est régulièrement espacé dans la direction longitudinale ( $a_x$ ) et transversale ( $a_y$ ) (??). Les blocs sont définis par leur grandeur caractéristique face à l'écoulement  $D$  et leur hauteur notée  $h_p$ . Le tirant d'eau sera noté  $h$ . Afin d'être cohérent avec les travaux précédents sur les passes à poissons naturelles, l'arrangement des blocs est exprimé à l'aide de la concentration  $C$  définie comme le rapport de surface d'un bloc par rapport à un motif simple ( $C = D^2/(a_x a_y)$ ).

Le bilan des forces est réalisé dans un volume fluide autour d'une macro-rugosité. Le fait que l'écoulement soit uniforme (ou périodique) implique que la quantité de mouvement en entrée est égale à celle de sortie. Il en est de même pour les forces de pressions. Par rapport à la méthode précédente, la connaissance de coefficient  $\alpha$  et  $\beta$  a peu d'intérêt car ils sont identiques en entrée et sortie. De plus les mesures expérimentales (et numériques) ont montré que la distribution verticale des vitesses moyennées sur un plan horizontal est quasi uniforme.

Le bilan de quantité de mouvement s'exprime par (Fig. ??) :

$$F_{drag} + F_{bed} = F_{gravity} \quad (2.13)$$

où  $F_{drag}$  est la force de traînée,  $F_{bed}$  le frottement sur le fond et  $F_{gravity}$  le poids du volume. Pour définir les forces hydrodynamiques, on utilise la vitesse moyenne entre les blocs  $V_g$  qui se calcule à partir de la vitesse débitante  $V$  grâce à l'équation de continuité :

$$\frac{V_g}{V} = \frac{1}{1 - \sqrt{\frac{a_y}{a_x} C}} \quad (2.14)$$

L'équation ?? devient alors :

$$\frac{1}{2} C_d h D V_g^2 + \frac{1}{2} C_f \left[ (a_x - D) a_y - \frac{1}{2} \sigma D^2 \right] V_g^2 = ghS (a_x a_y - \sigma D^2) \quad (2.15)$$

$$\frac{1}{2} C_d \frac{Ch}{D} V_g^2 + \frac{1}{2} \alpha C_f V_g^2 = ghS (1 - \sigma C) \quad (2.16)$$

avec  $N = \frac{\alpha C_f}{C_d C h^*}$  et  $\alpha = \left[ \left( 1 - \sqrt{C \frac{a_y}{a_x}} \right) - \frac{1}{2} \sigma C \right]$ .  $\alpha$  est le ratio de l'aire du fond où le frottement se produit par rapport à  $a_x * a_y$  et  $\sigma$  est le rapport entre la surface de l'obstacle sur le plan  $x, y$  et  $D^2$  ( pour un cylindre circulaire  $\sigma = \pi/4$ ),

## 2. Des méthodes et des outils de recherche adaptés

$$C_f = \frac{2}{\left(5.1 \log\left(\frac{h}{k_s}\right) + 6\right)^2} \quad (2.17)$$

$S$  est la pente du fond,  $C_d$  le coefficient de traînée des blocs,  $C_f$  le coefficient de frottement du lit.

Sous forme adimensionnelle l'équation ?? est :

$$C_d C h_* \frac{(1+N)}{(1-\sigma C)} Fr^2 = 2S \quad (2.18)$$

avec  $h_* = \frac{h}{D}$ ,  $N = \frac{\alpha C_f}{C_d C h_*}$  et  $Fr = \frac{V_g}{\sqrt{gh}}$ .  $N$  est le rapport entre la force de frottement sur le fond et les forces de traînée.

$C_f$  est le coefficient de frottement sur le fond défini par ? (?) :

$$C_f = \frac{2}{\left(5.1 \log\left(\frac{h}{k_s}\right) + 6\right)^2} \quad (2.19)$$

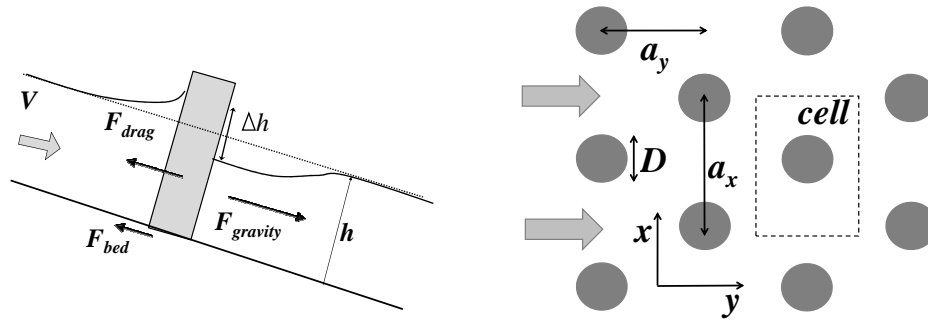


FIGURE 2.2 – Forces considérées dans le bilan e quantité de mouvement (gauche) et longueurs caractéristiques (droites).

Des bilans similaires sont présents dans les études de la littérature même si en général la vitesse de référence pour les forces hydrodynamiques est la vitesse débitante. Dans la mesure où la concentration est faible, cette différence à peu d'influence mais dans le cas des passes à poissons ( $C > 0.1$ ) cette correction est nécessaire surtout pour expliquer les résultats en fonction des concentrations. Une autre différence importante est la décomposition du coefficient de traînée à l'aide de fonctions représentant les effets de masquage (et donc la concentration), l'effet de la déformation de la surface libre et l'effet du fond sur l'écoulement. Le bilan de quantité de mouvement s'écrit donc :

$$C_{d0} f_C(C) f_F(F) f_{h_*}(h_*) \frac{Ch}{D} \left(\frac{1+N}{1-\sigma C}\right) F^2 = 2S \quad (2.20)$$

Le travail présenté dans les résultats consistera donc à préciser les fonctions  $f_C(C)$ ,  $f_F(F)$  et  $f_{h_*}(h_*)$  à la fois pour un obstacle seul et pour un arrangement. L'apport de la mécanique des fluides réside dans la définition de ces fonctions basées sur les processus à une échelle plus fine que l'ouvrage.

### 2.1.3 Double moyenne spatio-temporelle

On parle de double moyenne ou de modèle 1D vertical pour décrire une intégration temporelle et spatiale sur un plan horizontal. Ce concept proposé par ? est à la base de la majorité des études sur les canopées aquatiques mais également urbaines et atmosphériques.

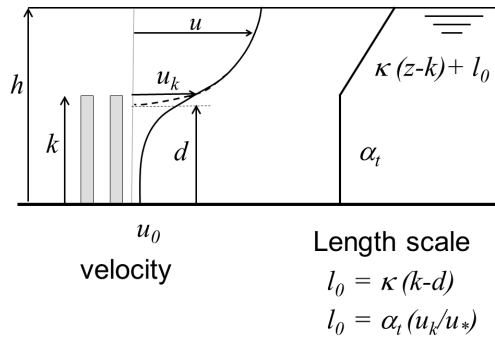


FIGURE 2.3 – Description du modèle à 2 couches en terme de vitesse et de longueur de mélange.

La seule variation de vitesse prise en compte est la distribution verticale. L'écoulement est divisé en 2 couches. La première couche inférieure correspond à l'écoulement entre les macro-rugosités. L'équation qui régit cet écoulement est semblable à celle du cas émergé (partie précédente) mais un terme turbulent est ajouté. Il représente le "tirage" de l'eau par la couche au-dessus des macro-rugosités. L'équation de quantité de mouvement sur une tranche  $dz$  de fluide s'écrit alors de la façon suivante (les hypothèses posées sont identiques à celles du cas émergé) :

- La vitesse en entrée et en sortie du volume fluide est identique.
- La pression en entrée et en sortie du volume fluide est identique.
- Le frottement au fond sera pris en compte dans la condition à la limite.
- Le coefficient de traînée est constant quelle que soit l'altitude  $z$  considérée.

$$\frac{1}{\rho} \frac{d\tau}{dz} (a_x a_y - D^2) + gS(a_x a_y - D^2) - \frac{1}{2} C_D D u(z)^2 dz = 0 \quad (2.21)$$



## 2. Des méthodes et des outils de recherche adaptés

---

soit :

$$\frac{1}{\rho g S} \frac{d\tau}{dz} + 1 - \tilde{u}(z)^2 = 0 \quad (2.22)$$

Dans cette équation, la contrainte  $\tau$  peut regrouper à la fois des termes turbulents (contraintes de Reynolds), des termes visqueux mais également les contraintes dispersives dues à l'hétérogénéité des vitesses moyennes dans le plan horizontal. Les études menées à l'IMFT par ??, ont montré la prédominance des contraintes turbulentes. Cependant pour la suite, on peut garder en tête que notre modélisation comprend les 3 aspects de façon non discernables. Afin d'obtenir une solution analytique pour  $u$  et selon l'hypothèse de Boussinesq nous choisissons de modéliser  $\tau$  par la formule suivante (?) :

$$\tau = \rho \nu_t \frac{du}{dz} = \rho \alpha_t u \frac{du}{dz} \quad (2.23)$$

où  $\alpha_t$  est une échelle de longueur de la turbulence (??).

Sous forme adimensionnelle, le bilan de quantité de mouvement devient :

$$\frac{1}{\beta^2} \frac{\partial^2 \xi}{\partial \tilde{z}^2} + 1 - \xi = 0 \quad (2.24)$$

avec  $\beta^2 = \frac{k}{\alpha_t} \frac{C_d C k / D}{1 - \sigma C}$ ,  $\xi = (u/u_0)^2$  et  $\tilde{z} = z/k$ . En considérant comme condition à la limite  $\xi(0) = 1$  à  $z=0$  et  $u_* = \sqrt{gS(h-k)}$  à  $z = k$ , on obtient :

$$u(\tilde{z}) = u_0 \sqrt{\beta \left( \frac{h}{k} - 1 \right) \frac{\sinh(\beta \tilde{z})}{\cosh(\beta)} + 1} \quad (2.25)$$

La résolution de l'équation nécessite une relation de fermeture pour  $\tau$ . Cette relation sera développée dans la partie résultat, elle est basée sur la continuité des contraintes turbulentes avec la couche supérieure. En effet il a été vérifié expérimentalement que la distribution des contraintes de Reynolds est (quasi) linéaire dans cette couche et le profil de vitesse est logarithmique. Nous prendrons donc comme hypothèse que la vitesse suit bien un profil logarithmique basé sur une longueur de mélange variant linéairement du haut de la canopée vers la surface libre (Fig. ??).

$$l_0 u_* = \alpha_t u_k \quad (2.26)$$

où  $l_0$  est la longueur de mélange à la canopée selon la modélisation d'une couche limite turbulente.

Notons également que certains auteurs considèrent les échanges entre ces 2 couches comme une zone particulière type "zone de mélange". Bien que cette hypothèse semble plus pertinente pour les canopée flexible (Instabilité de Monami), elle est un peu plus compliquée à mettre en oeuvre et pourra faire l'objet des travaux ultérieurs.

Dans la couche au-dessus des rugosités, lorsque l'écoulement est rugueux, le profil de vitesse est généralement décrit avec la formulation suivante :

$$\frac{u}{u_*} = \frac{1}{\kappa} \ln \left( \frac{z-d}{z_0} \right) \quad (2.27)$$

où  $\kappa$  est la constante de von Karman,  $z_0$  est une échelle caractéristique des rugosités,  $d$  le décalage de la loi logarithmique (hauteur de déplacement). La présence des macro-rugosités va modifier les coefficients  $u^*$ ,  $d$  et  $z_0$  à travers la modification de la longueur de mélange. Lorsque les coefficients sont ajustés, de nombreuses études expérimentales (???) montrent que la formulation précédente reste valable. Pour déterminer ces coefficients, on va se servir de la continuité de vitesse et de sa dérivé (?). On obtient alors les relations suivantes.

$$\frac{d}{k} = 1 - \frac{1}{\kappa} \frac{\alpha_t u_k}{k u_*} \quad (2.28)$$

$$\frac{z_0}{k} = \left( 1 - \frac{d}{k} \right) * \exp \left( -\kappa \frac{u_k}{u_*} \right) \quad (2.29)$$

Le travail de recherche mené revient alors à chercher la dépendance de  $\alpha_t$  et  $u_k$  avec les caractéristiques géométriques de la canopée. Ainsi connaissant le profil de vitesse total (Eqs. ?? et ??), on peut avoir par intégration la relation hauteur-débit et le coefficient de frottement correspondant.

### 2.1.4 Le modèle shallow water

Les modèles dits de "Saint-Venant" ou "shallow water (SW)" sont largement utilisés dans l'ingénierie de l'environnement afin de répondre principalement à des questions d'inondations, de protection du littoral ou d'hydromorphologie. Ils reposent sur l'intégration verticale des équations de Navier-Stokes. Cette intégration est faite en considérant l'hypothèse d'eau peu profonde c'est à dire que l'échelle de longueur longitudinale est très supérieure à la hauteur ce qui permet de considérer des pressions hydrostatiques et donc des vitesses verticales négligeables. Ces hypothèses sont largement vérifiées dans les écoulements naturels à surface libre ce qui explique le succès de cette méthodologie car elle reste aussi relativement raisonnable en temps de calcul.

En ce qui concerne l'outil, nous privilégions la suite TELEMAC développée par EDF ? car elle est parallélisable, open source et maintenue par une large communauté d'utilisateurs. Il s'agit d'un code qui résout les équations SW (Eqs ;??, ?? et ??), en 2 dimensions sous forme non conservative :

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \langle U \rangle \frac{\partial h}{\partial x} + \langle V \rangle \frac{\partial h}{\partial y} + h \left( \frac{\partial \langle U \rangle}{\partial x} + \frac{\partial \langle V \rangle}{\partial y} \right) = S_{ce} \quad (2.30)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial \langle U \rangle}{\partial t} + \langle U \rangle \frac{\partial \langle U \rangle}{\partial x} + v \frac{\partial \langle U \rangle}{\partial y} = \\ -g \frac{\partial Z_s}{\partial x} + F_x + \frac{1}{h} \text{div}(h\nu_e \overrightarrow{\text{grad}}(\langle U \rangle)) + (u_{sce} - \langle U \rangle) \frac{Sce}{h} \end{aligned} \quad (2.31)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial \langle V \rangle}{\partial t} + u \frac{\partial \langle V \rangle}{\partial x} + \langle V \rangle \frac{\partial \langle V \rangle}{\partial y} = \\ -g \frac{\partial Z_s}{\partial y} + F_y + \frac{1}{h} \text{div}(h\nu_e \overrightarrow{\text{grad}}(\langle V \rangle)) + (v_{sce} - \langle V \rangle) \frac{Sce}{h} \end{aligned} \quad (2.32)$$

Le maillage du domaine est non structuré et réalisé à partir éléments triangulaires. La résolution du système d'équations aux dérivées partielles peut être faite par la méthode des éléments finis ou des volumes finis. Cette dernière s'avérera plus adaptée pour traiter en particulier les problèmes de discontinuité de type « choc ».

Un autre avantage de ce code est la possibilité d'avoir une modélisation de la turbulence relativement fine à l'aide d'un modèle  $k - \varepsilon$ . Les variables de base résolues sont la hauteur d'eau  $h$  et les composantes  $(u, v)$  de la vitesse intégrée sur la verticale, l'énergie cinétique turbulente  $k$  et la dissipation  $\varepsilon$ , ceci en chaque nœud du maillage.

A chaque fois que nous aurons besoin de transférer des connaissances vers l'ingénierie, la modélisation SW sera donc un bon d'outil d'autant plus qu'elle peut se coupler à des modules de calcul sédimentaire ou de transports de scalaires passifs. Pourtant son utilisation dans le domaine de la mécanique de fluides est encore limitée car à une échelle plus locale (par exemple dans les ouvrages hydrauliques) les vitesses verticales sont rarement négligeables rendant le modèle caduque. Une des questions scientifiques posée ici est donc de voir si on peut préciser la plage de validité du modèle pour rendre son utilisation généralisée tout en s'assurant de la pertinence des résultats. Cette démarche sera présentée pour les écoulements autour d'obstacles mais également pour valider le couplage avec des modèles biologiques d'habitats. Néanmoins un premier élément de réponse provient d'une étude préliminaire réalisée sur un obstacle trapézoïdal (Fig. ??). Elle a permis de connaître le champ de vitesse sur des profils longitudinaux au centre et autour de l'obstacle dans le cas d'un écoulement à forte pente émergent ou submergé. On parle d'obstacle émergent (ou émergé) quand l'obstacle traverse la surface libre et submergé dans le cas contraire. Les profils de vitesses ont été comparés aux simulations 2D SW avec un modèle  $k - \varepsilon$  pour montrer la capacité de ces modélisations à reproduire ce sillage.

Les figures ?? permettent de vérifier que dans le sillage, les simulations sur-estiment fortement la longueur du sillage même si l'accord est plutôt bon quand on s'éloigne de l'obstacle. Pour un bloc submergé, la modélisation 2D n'est plus du tout pertinente mais

## 2.1. Méthode pour le changement d'échelle

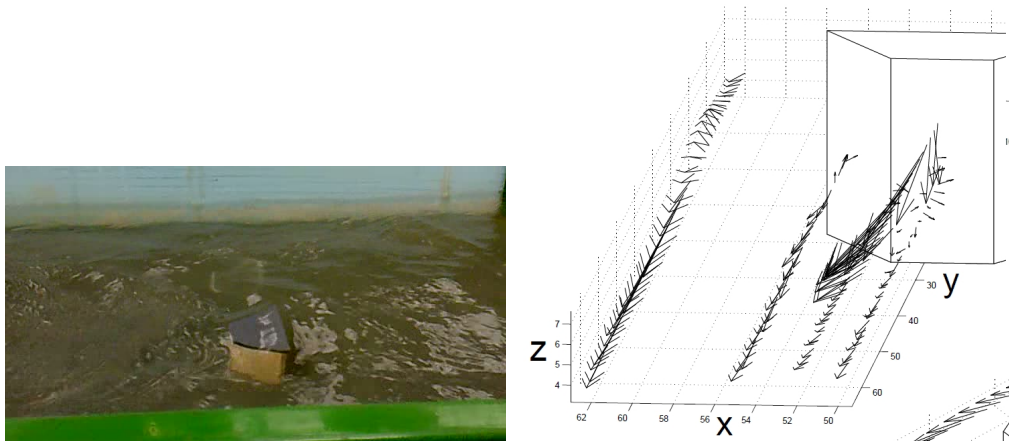


FIGURE 2.4 – Photographies d'un bloc quasi submergé

cela est assez logique car l'intégration verticale théorique (distribution uniforme) n'est plus du tout valide. Enfin, d'autres conditions hydrauliques ont montré que la simulation devenait encore plus éloignée des mesures quand le nombre de Froude augmentait.

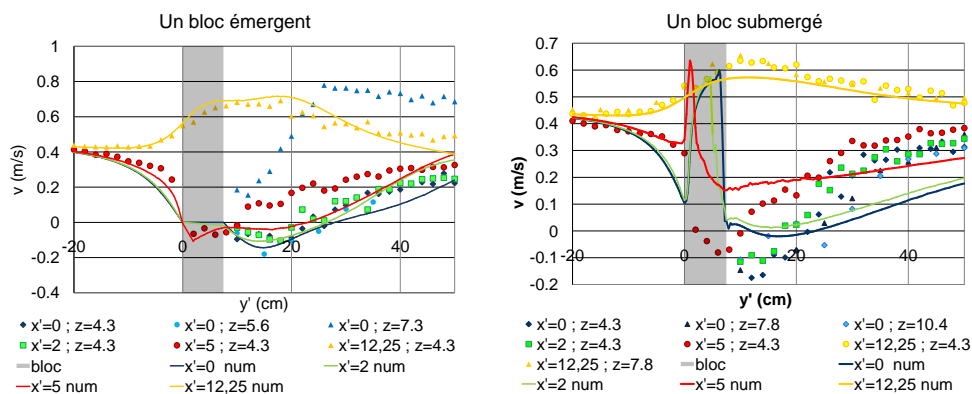


FIGURE 2.5 – Vitesses longitudinales mesurées et calculées (modèles SW) autour d'un obstacle trapézoïdal.

Il se pose alors la question de quel type de modélisation assurera un calcul satisfaisant des vitesses moyennes mais aussi de la turbulence. La thèse de Thomas Ducrocq (2016) avait pour objectif de répondre à cette question en commençant par un obstacle émergent avec un modèle URANS, puis en passant aux modèles LES.

### 2.1.5 Modélisation CFD (Computational Fluid dynamics)

Etant données les limitations des modèles SW évoqués précédemment, l'écohydraulique nécessite de recourir à des simulations numériques plus fines (CFD) généralement utilisées dans l'ingénierie des procédés ou en recherche. L'utilisation de la CFD est de plus en plus présente pour l'étude d'ouvrages hydrauliques. Elle se justifie principalement quand l'étude comporte un volet recherche (connaissance des écoulements, validation des modèles) ou des ouvrages suffisamment importants en coût et en enjeux (évacuateur de crue). Pour des ouvrages de tailles modestes pour lesquelles les études de conceptions pourraient tendre à se multiplier les méthodes 2D restent encore pertinentes (ouvrages de montaison, aménagement de tronçon de rivière, etc.).

La particularité de l'approche CFD pour l'écohydraulique est l'utilisation de modèles diphasiques permettant de matérialiser la surface libre. Pour répondre à cette nécessité, le modèle le plus répandu est le modèle Volume Of Fluid (VOF) dont plusieurs variantes sont disponibles en particulier dans le code OpenFoam. Ce logiciel a été jugé le plus pertinent pour réaliser les travaux présentés car il est parallélisable et permet aussi l'utilisation de nombreux modèles de turbulences.

Le modèle VOF consiste à considérer un seul fluide mais une fraction volumique pouvant varier spatialement ainsi les zones en eau ont une fraction de 1 et celle en air ont une valeur de 0. L'interface est alors reconstruite avec des algorithmes spécifiques autour de la valeur 0,5. Cette méthode a donnée des résultats assez remarquables y compris pour des surfaces libres fortement déformées.

En ce qui concerne les modèles de turbulences, plusieurs d'entre eux seront testés pour balayer le spectre de ceux compatibles avec une utilisation directe en ingénierie (modèle à 1 ou 2 équations) jusqu'à des modèles nécessitant des temps de calculs plus importants. Ces temps peuvent être allongés soit en considérant plus d'équations (Reynolds Stress Model) soit des maillages plus fines (Large Eddy Simulations).

L'écohydraulique impose aussi d'utiliser des lois de parois c'est à dire de ne pas reproduire les écoulements à l'intérieur de rugosités mais de considérer un gradient pré défini entre le fond et la première maille de calcul. Ce choix est dicté par :

- d'une part le fait de devoir décrire des ouvrages ayant des échelles caractéristiques assez variées. Il faut donc pouvoir optimiser le nombre de mailles pour décrire un domaine relativement grand.
- d'autre part le fait que nos écoulements présentent toujours des rugosités assez grandes (par rapport à des écoulements industriels). Les loi de parois sont donc un moyen simple de prendre en compte ces rugosités sans avoir à complexifier les maillages près du fond.

L'importance du frottement pariétal en écohydraulique (comme en hydraulique) suggère de regarder en détail la façon dont il est modélisé. En régime lisse, c'est-à-dire avec la présence d'une sous couche visqueuse près du fond, le profil théorique le plus courant

est :

$$U = \frac{u_*}{\kappa} \log \left( E \frac{zu_*}{\nu} \right) \quad (2.33)$$

Où  $E$  est la constante d'intégration égale à 9.793. Cette formulation est valable pour  $15 < \frac{zu_*}{\nu} < 300$ . Comme l'ensemble des logiciels de CFD, OpenFoam utilise l'équation ?? pour calculer la vitesse sur la première maille si l'option loi de paroi est activée. La présence de rugosité revient à modifier la constante d'intégration à l'aide d'une fonction de rugosité  $\Delta B(k_s^+)$  où  $k_s^+ = k_s u_* / \nu$  et  $k_s$  est une taille caractéristique des rugosités du lit. Ainsi la loi de paroi devient :

$$\frac{U}{u_*} = \frac{1}{\kappa} \ln \left( E \frac{zu_*}{\nu} \right) - \Delta B(k_s^+) \quad (2.34)$$

Afin d'assurer la transition entre les régimes lisses et rugueux la fonction  $\Delta B$  prend les formes suivantes :

– si  $k_s^+ < 2.5$

$$\Delta B = 0 \quad (2.35)$$

x

– si  $k_s^+ > 90$

$$\Delta B = \frac{1}{\kappa} \ln \left( 1 + C_s k_s^+ \right) \quad (2.36)$$

– si  $2.5 < k_s^+ < 90$

$$\Delta B = \frac{1}{\kappa} \ln \left( \frac{k_s^+ - 2.25}{87.75} + C_s k_s^+ \right) \sin \left( 0.4259 \left( \log \left( k_s^+ \right) - 0.811 \right) \right) \quad (2.37)$$

La constante de rugosité  $C_s$ , prise égale à 0,5, a été déterminée pour reproduire les données de résistance de Nikuradse dans une conduite dont la densité des rugosités est importante et uniforme, en utilisant le modèle  $k - \varepsilon$ .

Dans un écoulement réel, le profil logarithmique est décalé verticalement d'une distance  $d$  pour tenir compte de la présence des rugosités. Cette distance est appelée hauteur de déplacement, caractérisant l'origine de la loi logarithmique du profil de vitesse (voir figure ??). Il est alors possible d'écrire la loi de vitesse dans la zone logarithmique sous la forme suivante :

$$\frac{U}{u_*} = \frac{1}{\kappa} \ln \left( \frac{z - d}{z_0} \right) \quad (2.38)$$

Le paramètre  $z_0$  est la rugosité hydraulique. Il n'existe pas de méthode universelle pour le relier à la hauteur des rugosité  $k_s$ . En simulation numérique, la valeur de  $z$  reste la distance à la paroi qui est donc le haut des rugosités. Une autre approche pourrait conduire à ne pas pouvoir définir de vitesses entre le lit ( $z = 0$ ) et  $d$ . En général, quand les lois de parois sont utilisées en CFD, les rugosités de fond sont suffisamment petites pour que cette approximation ne pose pas de problème.

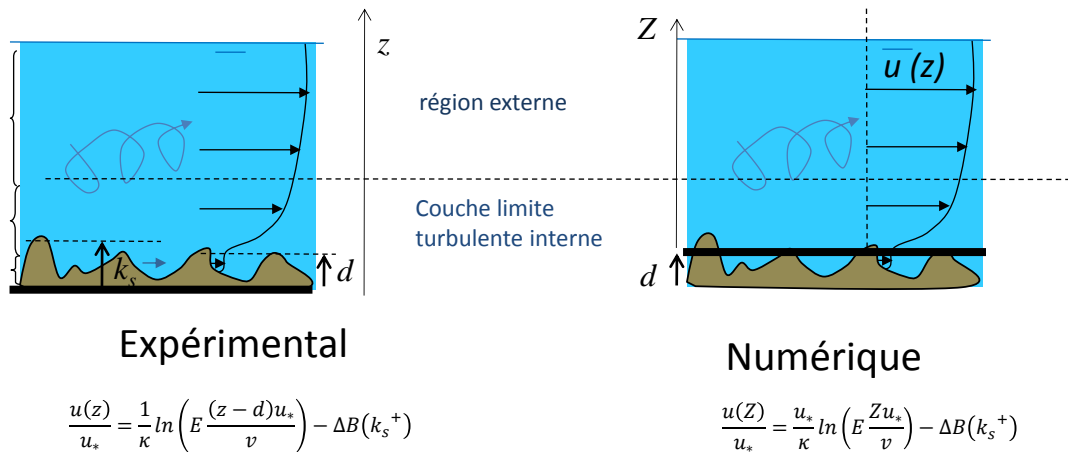


FIGURE 2.6 – Description de la couche limite rugueuse.

En supposant  $d$  nulle, la comparaison des équations ?? et ?? permet d'écrire :

$$z_0 = \frac{\nu}{Eu_* e^{\kappa \Delta B(k_s^+)}} \quad (2.39)$$

Soit en régime rugueux :

$$z_0 = \frac{\nu}{Eu_*} (1 + C_s k_s u_* / \nu) \quad (2.40)$$

En régime rugueux  $k_s^+ > 90$ , donc :

$$z_0 \approx \frac{C_s k_s}{E} \quad (2.41)$$

D'après de nombreuses expériences sur des grains sphériques ?, il est possible de supposer que  $z_0 = 0,033k_s$ , ce qui est cohérent avec  $C_s = 0,5$ . Cependant dès lors que les rugosités sont particulières (végétations, macro-rugosités), les valeurs de  $z_0/k_s$  varient entre  $10^{-2}$  et  $0,15$  ?? (Fig. ??).

L'utilisation de lois de paroi, dont les expressions sont décrites ci-dessus (Eq. ??), est courante pour les écoulements de type industriel et semble peu adaptée aux écoulements en rivière lorsque la hauteur d'eau est de l'ordre de grandeur des rugosités  $k_s$ . Le problème de la hauteur de déplacement  $d$  a déjà été vu ainsi que l'organisation particulière des rugosités, mais il faut aussi ajouter les écarts à la loi logarithmique dus au confinement du fluide par rapport à une couche limite infinie. En effet, des transferts de quantités de mouvement et d'énergie peuvent apparaître, modifiant le profil logarithmique ?. Il est considéré que le profil suit bien une loi logarithmique tant que  $h/k_s > 10$ . Par conséquent, la pertinence des lois de parois reste encore à valider. Ce problème a

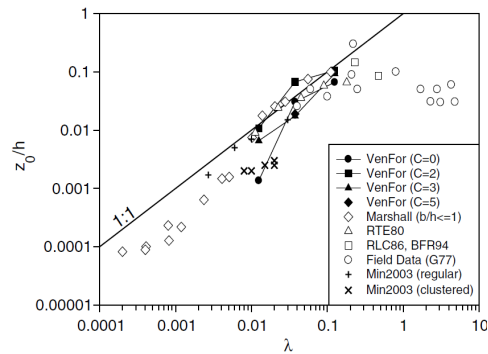


FIGURE 2.7 – Rugosité hydraulique en fonction de la densité de rugosité (d’après ?).

déjà été identifié pour les couches limites atmosphériques et sera ici précisé dans un contexte d’écoulement gravitaire. Ces études seront présentées dans le dernier axe.

## 2.2 Méthode expérimentale

### 2.2.1 La vélocimétrie acoustique Doppler

La mesure de vitesse en écohydraulique est nécessaire pour lier l’influence de l’hydrodynamique au comportement des espèces piscicoles, aux transport sédimentaires ou aux processus de mélange. La vélocimétrie par sonde acoustique doppler est une technique appropriée à la mesure en milieu aquatique et permet d’obtenir des mesures de propriétés turbulentes. Dans les parties suivantes, cette méthode sera largement utilisée, c’est pourquoi elle est décrite brièvement dans cette partie.

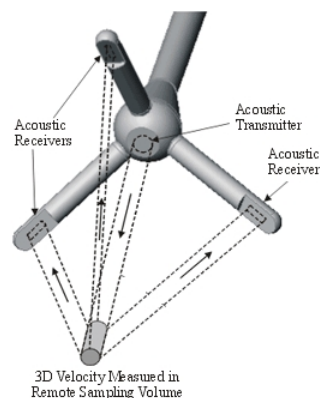


FIGURE 2.8 – Schéma de principe d’une sonde ADV



## 2. Des méthodes et des outils de recherche adaptés

---

Les sondes ADV utilisées sont identiques à la figure ?? . L'émetteur produit un signal acoustique court et périodique. Quand l'impulsion acoustique de fréquence fixe de 16MHz traverse la colonne d'eau, les particules (matières en suspension, sédiments, bulles d'air, petits organismes) dispersent une fraction de l'énergie acoustique. Les récepteurs détectent l'écho acoustique provenant du volume de mesure à l'intersection des récepteurs et de l'émetteur. La fréquence de l'écho est modifiée par effet Doppler, en fonction du déplacement relatif des particules dont on suppose qu'elles se déplacent à la vitesse de l'écoulement. Cette modification de fréquence, captée par les trois récepteurs, permet une détermination du vecteur vitesse : il est déterminé à partir des trois projections de la vitesse mesurées par les récepteurs et d'une matrice de transformation qui prend en compte la position géométrique des récepteurs et de l'émetteur.

### 2.2.2 La vélocimétrie par suivi de particules

Bien que la mesure acoustique doppler soit recommandée dans les études d'ouvrages hydrauliques, elle nécessite des temps d'acquisition longs et peut être considérée comme intrusive dans des modèles réduits. Aussi, il a été choisi de développer une technique optique adaptée à des écoulements quasi bidimensionnels, avec des surfaces libres très déformées et des obstacles rendant difficile l'utilisation de la PIV. Le suivi de particules (tracking) réalisé sur un grand nombre d'échantillons, aléatoirement répartis dans l'écoulement assure une acquisition instantanée sur une grande zone et une intégration physique dans une direction spatiale. En effet, le principe est de prendre des images successives d'un écoulement éclairé par ombroscopie etensemencé de particules suffisamment petites pour suivre l'écoulement mais assez grandes pour pouvoir être identifiées et reconnues d'une image à l'autre (Fig. ??). Cela suppose également d'avoir une densité de particules pas trop grande pour pouvoir identifier chaque particule mais assez grande pour avoir une convergence temporelle des propriétés moyennes et fluctuantes.

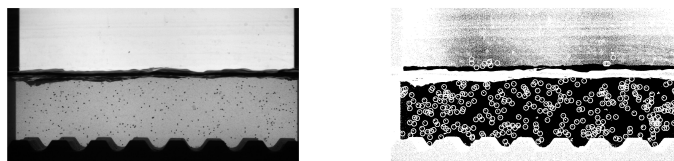


FIGURE 2.9 – Image expérimentale (gauche) pour  $S = 1\%$ ,  $Q = 10l/s$  et particules détectées en rond blanc (droite).

Pour illustrer le principe et les performances de cette technique, l'écoulement au-

dessus de rugosités de fond est particulièrement adapté puisqu'il est quasiment bidimensionnel. Il s'agit ici de mesurer la couche limite au-dessus de rugosité relativement grandes pour des pentes de 1 à 4% et des débits de 10, 15 et 20 l/s. L'objectif est de préciser les frottements dans des cas idéaux de rivière de montagne ou de torrent (cf. ??). Les expériences sont réalisées dans un canal de 40 cm de large avec de l'eauensemencée de particules de plastique de densité proche de 1 et de diamètre de 700  $\mu$ m. L'écoulement est éclairée par la face arrière à l'aide d'un éclairage LED continu. Une série de 1000 à 6000 images est d'abord enregistré à une fréquence relativement élevée (300 Hz pour cette application).

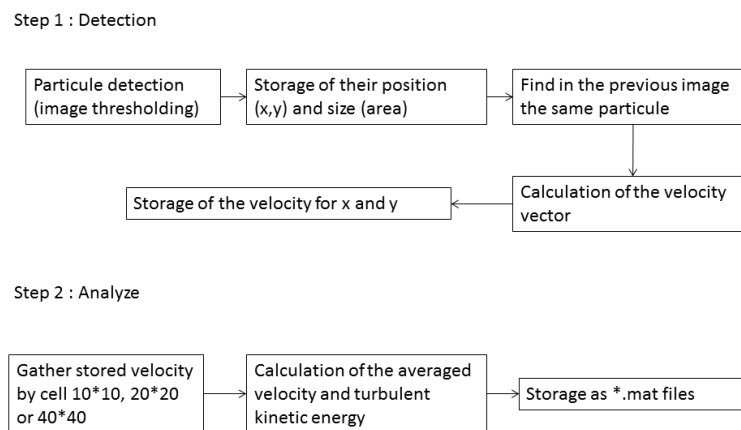


FIGURE 2.10 – Principe du traitement d'images pour la mesure de vitesse par PTV

Le principe de la méthode de suivi de particules est décrit par le schéma de la figure ???. Les différentes étapes ont fait l'objet de l'écriture de scripts matlab de façon à les automatiser et assurer un traitement identique pour les 4 applications développées dans le document (écoulement sous uen vanne, autour d'un obstacle, dans une passe à macro-rugosité, sur fond rugueux).

La moyenne temporelle des images donne d'abord la hauteur d'eau. Dans la zone en eau, l'image est seuillée afin de déterminer la position et la taille de chaque particule. On cherche ensuite dans l'image suivante, la position de la même particule en supposant qu'elle doit avoir la même taille, la même luminosité et avoir une vitesse inférieure à une limite fixée. On calcule alors la vitesse et on stocke cette vitesse avec la position de la particule. La précision de la méthode réside dans les limites de vraisemblance en taille et luminosité. Si elles sont trop grandes, on risque des fausses détections, si elles sont trop petites il n'y aura pas assez de mesures pour la convergence statistique. Par

## 2. Des méthodes et des outils de recherche adaptés

défaut, la variation maximale entre 2 images est fixée à 10 %. Si plusieurs billes sont possibles on sélectionne alors celle avec la taille la plus proche (dans le cas de billes aux formes très différentes) ou celle la plus proche (vitesse minimale).

Dans la partie analyse, on regroupe les mesures par cellule d'environ 10 à 20 pixels de côté afin de multiplier le nombre de mesures. On calcule alors les grandeurs hydrodynamiques moyennes et turbulentes. Dans cette étape, il est possible d'éliminer les fausses détections (les plus improbables) à partir du tracé des fonctions de densité, et en ne gardant les mesures qui ont une occurrence minimale (Fig. ??). A chaque fois que la méthode est mise en oeuvre, une étude de convergence statistique est faite pour des points particuliers de la zone de mesure (Fig. ??). On vérifie alors que le nombre d'échantillons est suffisant pour converger vers une seule vitesse moyenne ou contrainte turbulente.

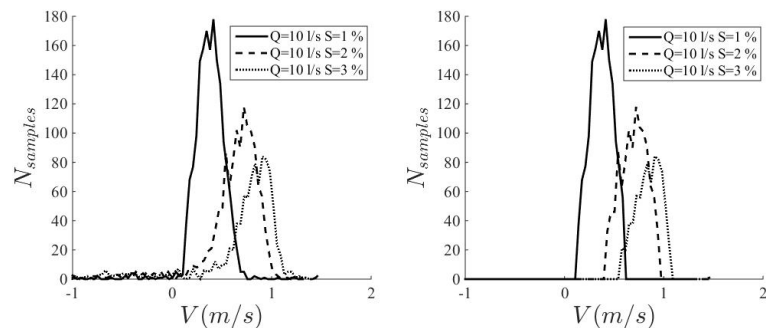


FIGURE 2.11 – Distribution des vitesses pour une cellule au centre de l'image à 3 cm du fond avant filtrage (gauche) et après filtrage (droite).

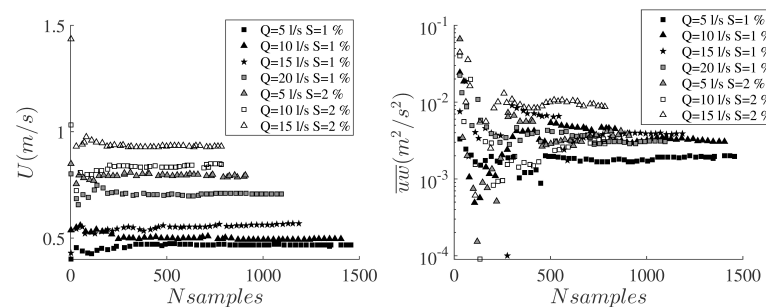


FIGURE 2.12 – Convergence statistique des vitesses (gauche) et des contraintes de Reynolds (droite) au centre de l'image à 2 cm du fond.

Malgré l'impossibilité d'obtenir les grandeurs dans le sens transversal, la PTV fournit tout de même des fluctuations de vitesses et les contraintes de Reynolds. Pour l'écoulement décrit ci-dessus, les profils des contraintes  $\overline{u'w'}$  montrent une évolution linéaire

avec la hauteur d'eau en accord avec la théorie de la couche limite (Fig. ??). La valeur au sommet des rugosités ( $y - k_s/h - k_s = 0$ ) est légèrement inférieure à  $u_*^2$ , ce qui traduit l'influence des contraintes dispersives ?.



FIGURE 2.13 – Distribution verticale des contraintes de Reynolds  $\overline{u'w'}$ .

Le développement de cette technique a permis d'envisager son application in-situ en particulier pour la mesure simplifiée de débit à partir de la vitesse de surface. Ce projet ne sera pas discuté dans ce mémoire.

### 2.2.3 Mesure de hauteur d'eau par ombroscopie

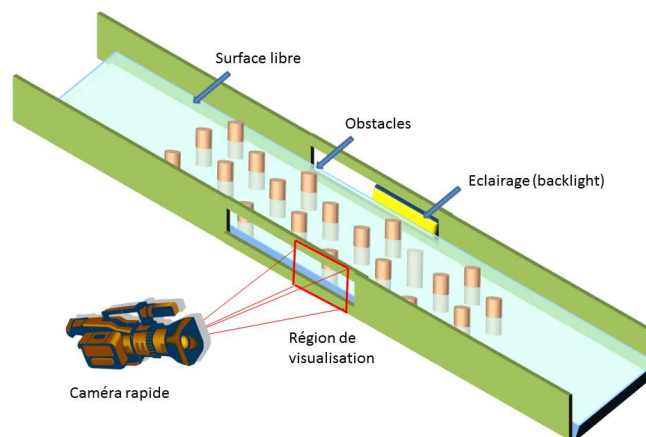


FIGURE 2.14 – Schéma du dispositif expérimental pour l'utilisation de l'ombroscopie lors des études passées à macro-rugosité.

La mesure de hauteur par ombroscopie est proche de la méthode précédente dans la mesure où le dispositif expérimental est souvent identique. La surface libre est éclairée de façon uniforme par un panneau de LED (backlight). La présence de la surface

## 2. Des méthodes et des outils de recherche adaptés

---

libre est identifiée par un signal plus faible dû aux déformations de la surface qui dévie et/ou absorbe une partie du signal lumineux (Fig. ??). Cette technique ne permet d'avoir qu'une valeur intégrée latéralement mais on peut cependant identifier des maximums et des minimums qui peuvent permettre de remonter à un signal temporel. Cependant dans les études suivantes, le signal est toujours intégré temporellement de façon à avoir une hauteur d'eau moyenne. Pour les mesures sur macro-rugosités l'écart type du signal est estimé à 5 mm qui sera la valeur de l'incertitude de mesure retenue.

# Chapitre 3

## Gestion raisonnée des réseaux

### 3.1 Ecoulement sous vanne

#### 3.1.1 Contexte, objectifs et méthodes

L'étude des vannes est classique en hydraulique puisqu'elles constituent un moyen simple de réguler le débit ou la hauteur d'eau dans un canal. Les relations de débitance (relation hauteur-débit) de ces ouvrages sont ainsi connues expérimentalement pour des formes de vannes variées et une large gamme de conditions hydrauliques. Pourtant, on peut remarquer que dans de nombreux cas, ces lois ne sont pas suffisantes pour régler des débits avec une précision compatible avec des exigences environnementales ou d'équité entre irrigants. Parmi ces configurations spéciales, le cas des grandes ouvertures se retrouve fréquemment dans les réseaux d'irrigations alors que les lois sont utilisées avec le même paramétrage que les petites ouvertures. Dans la mesure où cela peut conduire à des erreurs de prélèvement ou de restitution sur le milieu de plusieurs dizaines de pourcent, il est apparu important de voir comment la connaissance des écoulements pouvait aider à obtenir une gestion plus optimale.

D'autre part, à partir de la connaissance des écoulements, on peut s'intéresser à la capacité de ces ouvrages à permettre le passage de poissons de l'aval vers l'amont. Pour cela, une option envisagée est la modification de la couche limite près du fond afin de limiter les vitesses. Ce ralentissement de la vitesse près du fond est produit par la présence de macro-rugosités.

Pour mener à bien ces études, les méthodes choisies ont été :

- une analyse théorique EMB afin d'obtenir des lois de débitance rapides, précises et compatibles avec la gestion opérationnelle de réseaux.
- la simulation numérique 2D pour préciser l'influence d'un fluide réel sur les lois issues de l'analyse EMB.
- La mesure de vitesse par ADV pour valider les 2 premières approches.
- La mesure par PTV sous la vanne afin d'étudier les champs de vitesse à l'intérieur

des rugosités de fond, dans une zone difficilement accessible par une sonde (i.e sous la vanne).

#### 3.1.2 Champs de vitesse et de pression

La comparaison des champs de vitesses mesurés et calculés (simulations ou potentiel) dans la partie amont de la vanne montre que les effets de fluides réels sont localisés près de la vanne et près du fond où l'écoulement potentiel implique un glissement (Fig. ??). Il est alors pertinent de supposer que les champs de vitesse et de pression sur la vanne seront bien reproduits par l'écoulement potentiel. Notons que la théorie de la couche limite (sur la vanne) indique que la pression sera identique à l'écoulement externe, l'absence de couche limite en écoulement potentiel n'engendre donc pas d'erreur sur le calcul de la pression. La cohérence de l'approche potentielle peut se vérifier pour tous les cas simulés à savoir des ouvertures de  $a=0.1$  à  $0.8$ , et des ennoiements de  $s=0$  à  $s=0.9$ .

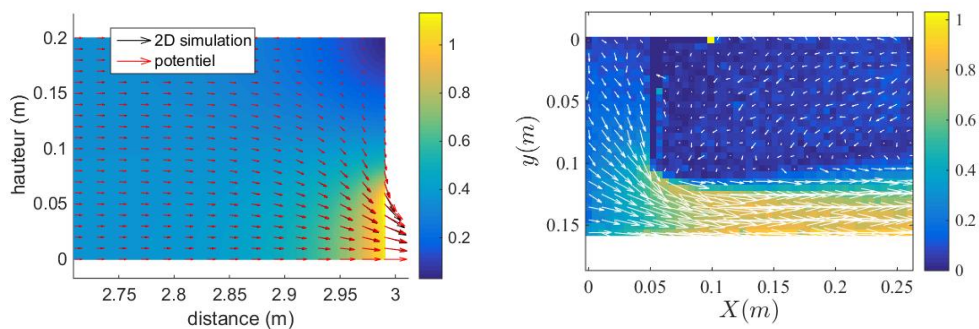


FIGURE 3.1 – Vitesses calculées (gauche) et mesurées par PTV (droite) pour un écoulement dénoyé, coloré par la vitesse

Cependant dans le cas d'écoulement noyé, la connaissance de l'écoulement à l'amont n'est pas suffisante car dans la méthode EMB les coefficients  $\beta_d$  et  $\alpha_d$  peuvent influencer le calcul de  $C_c$ , en plus de l'influence aval habituelle pour une vanne noyée. Pour s'assurer de la pertinence de l'approche, les résultats de simulations sont comparés aux mesures ADV sur plusieurs verticales pour des cas extrêmes d'ouvertures ( $a=0.2$  et  $0.7$ ). Sur la figure ?? ( $X_L=x/W$ ), l'influence du ressaut noyé sur la veine contractée est visible et l'on observe que la simulation numérique est pertinente pour connaître les distributions de vitesses dans cette zone de mélange. Néanmoins les résultats obtenus avec les modèles  $k-\epsilon$  et  $k-\omega$  ne sont pas présentés car ils donnent des champs assez éloignés des mesures. En étudiant les propriétés turbulentes, il est apparu que le modèle  $k-\epsilon$  surestimait fortement la viscosité turbulente au point de séparation ce qui était

évité par la renormalisation du modèle RNG  $k - \epsilon$ . Cette surestimation sera aussi évoquée par la suite dans la mesure où le modèle  $k - \epsilon$  est largement utilisé en ingénierie, il doit donc être pris avec précaution à l'approche d'ouvrage.

Les autres conclusions sur les champs de vitesse sont donc que les modélisations 2D sont suffisantes pour connaître les champs moyens (Fig. ??) et pour l'énergie cinétique turbulente. Par contre, il est impossible pour la simulation 2D de bien reproduire l'écoulement près de la surface à l'amont. A partir des champs de vitesses mesurés, il a été possible de décrire la typologie de cet écoulement qui est bien tridimensionnel (?).

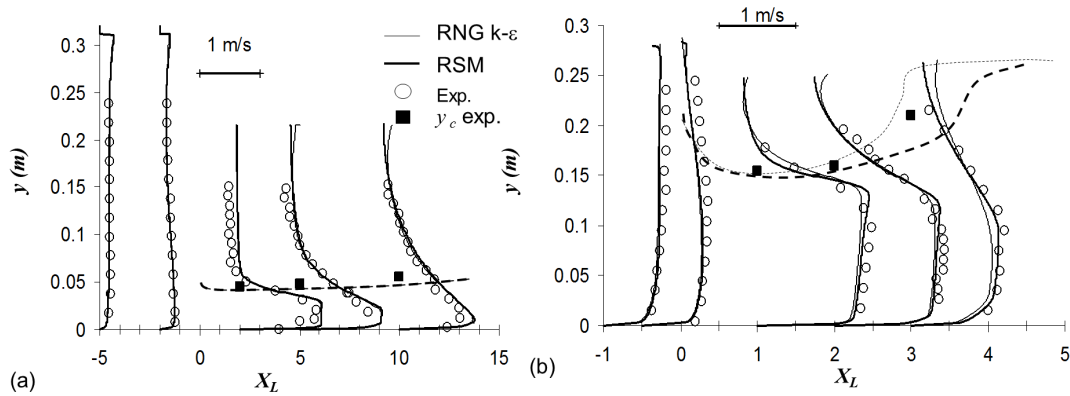


FIGURE 3.2 – Profils de vitesses longitudinales dans le cas dénoyé pour 3 ouvertures à l'amont de la vanne à  $x = -0.1\text{m}$ .

Au vu des applications souhaitées, il est aussi important de regarder les champs de pressions sur la vanne et sur le fond pour les différentes conditions hydrauliques. Les champs de pressions obtenus par les différentes méthodes sont tous similaires y compris les mesures expérimentales fournies par d'autres études. La méthode potentielle de ? peut donc rendre compte des forces réelles exercées sur la vanne. La normalisation des champs de pression au fond par la charge amont  $h_0$  et la charge minimale à la section contractée  $H_p = (h - h_{min}) / (h - h_0)$ , fait apparaître un profil autosimilaire ayant pour équation :

$$H_p = 1 - \exp\left(-0.48 (X_L - 1.4)^2\right) \quad (3.1)$$

Cette corrélation pourra ainsi servir à estimer le champ de vitesse dans la partie aval de la vanne comme décrit dans un paragraphe suivant. De plus il semble au vu des simulations que cette corrélation reste valide quels que soit l'enneolement aval même si la position du minimum peut légèrement varier de l'aval vers l'amont.



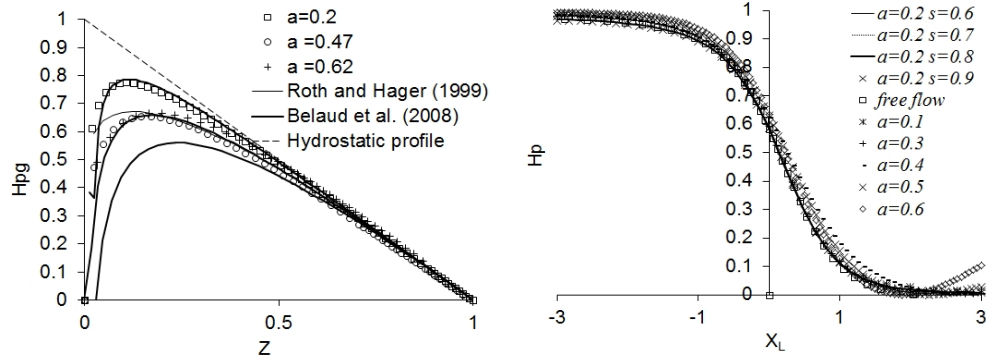


FIGURE 3.3 – Distribution des pressions normalisées sur la vanne ( $H_{pg}$ ) en dénoyé en fonction de  $Z = (y - W)/(H_0 - W)$  (a) et sur le lit ( $H_p$ ) (b) ( $s=0.9$  si non précisé).

### 3.1.3 Frottement de fond

Le frottement pariétal sous la vanne est obtenu par la résolution numérique de l'équation intégrale de Von Karman pour un fond lisse. La figure ?? représente l'évolution longitudinale de la fonction  $f(X_L) = C_f a^2 / Re^{-0.25}$ . On observe que pour des ouvertures inférieures à 0.7, l'adimensionnalisation choisie permet d'estimer le profil de frottement dans la veine contractée pour toutes les ouvertures. De même dans la partie amont, le calcul de la couche limite (CL) donne aussi une estimation du frottement proche de celle des simulations numériques avec un modèle RSM. A l'aval de la section contractée, les simulations correspondent aussi aux mesures expérimentales de ?.

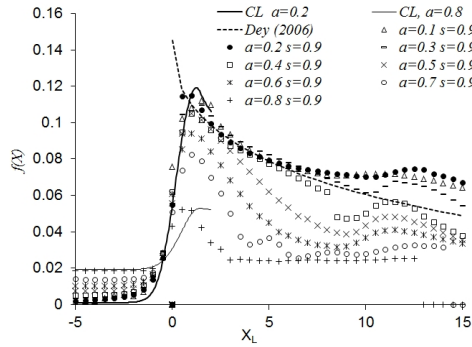


FIGURE 3.4 – Contrainte au fond normalisée fournie par simulation numérique et résolution de la couche limite turbulente.

Les calculs de contraintes permettent également d'avoir une estimation de la couche limite sous un fond lisse. Pour une hauteur amont de 2 m, la figure ?? montre que cette hauteur est très petite pour les faibles ouvertures ( $a=0.3$ ) mais peut atteindre quelques

dizaines de centimètres pour  $a=0.7$ . Il serait alors possible d'offrir une zone de faible vitesse qui serait propice aux passages de civelles (voir paragraphe suivant). L'intérêt de l'approche simplifiée (couche limite) est de fournir une extrapolation à échelle réelle.

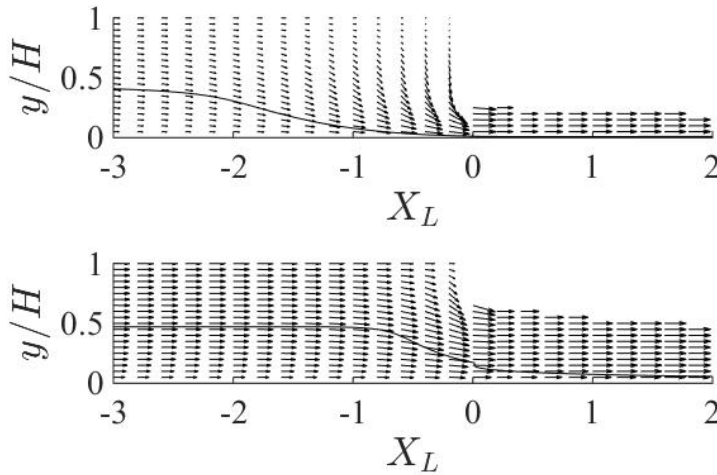


FIGURE 3.5 – Champs de vitesse obtenus par l'écoulement potentiel couplé avec l'équation de la couche limite. La ligne continue représente la hauteur de couche limite  $\delta$ ,  $a=0.3$  en haut et  $a=0.7$  en bas,  $s=0.9$ , les vitesses au-dessus de la veine contractée ne sont pas calculées par la méthode.

Un autre intérêt est de pouvoir tester différentes rugosités de fond. Pour cela, la forme du profil de vitesse doit être précisée (par exemple une loi logarithmique). Ce travail est actuellement en cours du point de vue théorique. Expérimentalement, des mesures de vitesses avec la présence de fortes rugosités ont déjà été menées à l'IMFT. Elles ont mis en évidence la présence d'écoulements avec des vitesses très ralenties entre les obstacles. Cependant l'extrapolation des résultats à échelle réelle reste encore à réaliser.

### 3.1.4 Application à la régulation des débits

Les validations numériques et expérimentales précédentes permettent d'utiliser la méthode EMB avec confiance afin d'obtenir les coefficients de contraction et ce pour différentes ouvertures et ennoiements. En mettant la relation hauteur-débit sous la forme classique d'un coefficient de débit  $C_d$ , on obtient :

$$C_d = \frac{Q}{BW\sqrt{2gh_0}} = C_c\sqrt{1-s}\sqrt{\frac{H_0}{\alpha_d h_0}} \quad (3.2)$$

Le coefficient  $\alpha_d$  est théoriquement issu de la connaissance des profils de vitesses et une valeur moyenne de 1.025 est raisonnable. Cependant, il est possible de modifier cette valeur pour prendre en compte des pertes de charges qui sont négligées dans l'approche EMB.

D'après l'équation ??, le coefficient de débit varie de façon proportionnelle à  $C_c$ . Les travaux menés montrent que pour les écoulements dénoyés, une valeur moyenne de 0.61 est largement acceptable. Par contre pour les écoulements noyés,  $C_c$  diffère fortement de la valeur classique de 0.6 pour des grandes ouvertures et dépend peu de l'enneioement (Fig. ??). En effet pour des ouvertures réalistes de l'ordre de 0.75 l'écart entre les 2 approches est de 20 %. Pour illustrer l'avantage de cette formulation, le coefficient de débit obtenus par plusieurs corrélations est comparée à ceux expérimentaux (Fig. ??). La formulation de ? améliore fortement la précision du calcul du débit notamment pour le cas des grandes ouvertures puisque le  $C_d$  est toujours obtenu avec une erreur plus faible que 10 %. La comparaison aux valeurs de  $C_d$  issus de ? indique bien un écart qui devient aussi plus important pour les forts enneioements.

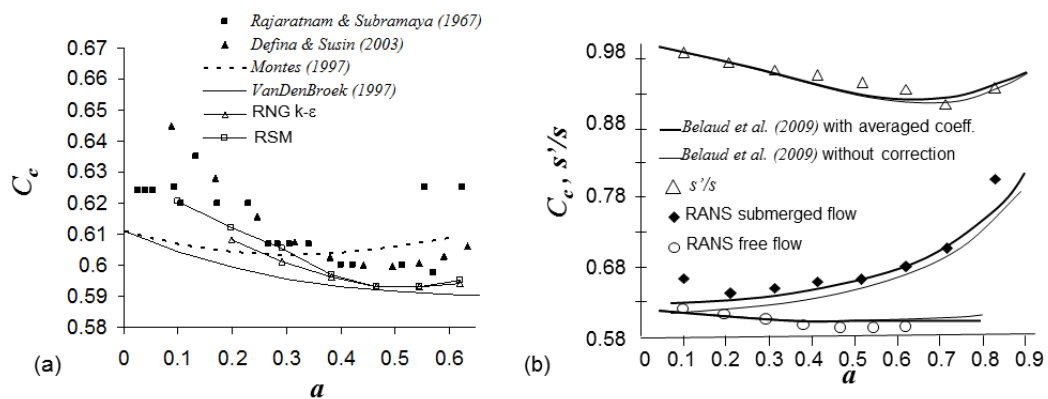


FIGURE 3.6 – (a) Coefficients de contraction dans le cas dénoyé(RANS simulations). (b) Cas noyé ( $s = 0.93$ ) : coefficients calculés par simulation numérique (RNG  $k - \epsilon$ ) et méthode EMB.

## 3.2 Gestion de marais (thèse L. Guiot, 2020)

### 3.2.1 Contexte, objectifs et méthodes

Le chapitre précédent a montré comment l'étude de l'écoulement sous vanne permet de préciser la mesure et le réglage des débits. Les écoulements sous vanne représentent aussi un autre enjeu en échohydraulique car les vannes peuvent être un obstacle à la

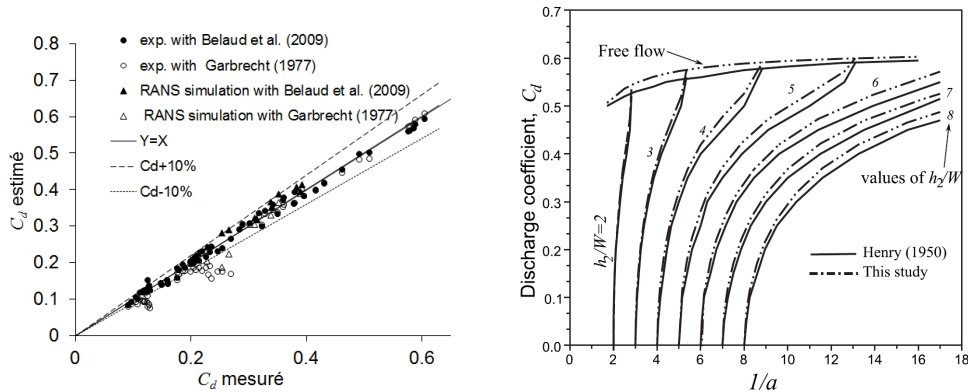


FIGURE 3.7 – Comparaison des coefficients de débits obtenus par la formulation EMB et celle de ?

migration de poissons. Pour les réseaux d'irrigation, la gestion conjointe des objectifs d'irrigation et de leur service écosystémique est devenue un objectif voire une nécessité dans de nombreux endroits du monde. Cela est particulièrement le cas pour des marais connectés à la façade maritime. Ces marais peuvent être des masses d'eau pour lesquelles les contraintes réglementaires s'appliquent soit parce qu'ils sont la partie aval d'un réseau hydrographique naturel soit parce qu'ils constituent un réservoir d'habitat intéressant. Cela revêt une importance car l'anguille est une espèce menacé classé en danger critique par l'ICUN, on estime qu'en 2013 la population de l'anguille correspondait à 1-10 % à celle des années 80 (ICES 2013). Or l'utilisation de ces réseaux pour l'irrigation contraint à étager le système, c'est à dire installer des ouvrages de régulation vanne, buse, porte à flot... qui sont des obstacles pour les poissons (?). Ces obstacles sont l'une des principales raisons de la diminution des stocks d'anguilles (?).

En tête des réseaux on trouve généralement des ouvrages de type porte à flot. Des études concernant la franchissabilité de ce type d'ouvrage ont été effectuées (?). Une solution trouvée est de laisser une ouverture dans la porte pour éviter sa fermeture complète (??). La question initiale qui se posait était : est il possible de gérer l'ouverture dans la porte pour rendre un ouvrage d'étagement en amont franchissable ? Cependant le déroulement de l'étude a conduit à élargir le champ de solutions possibles ainsi les gestions envisagées sont finalement de trois types :

- Mettre une cale sur l'ouvrage à la mer (porte à flot) pour admettre un volume d'eau qui limitera l'abaissement du niveau à l'aval du premier ouvrage d'étagement (en allant vers l'amont).
- Modifier la gestion des ouvertures pour diminuer l'étagement.
- Installer des rugosités de fond sous les vannes pour permettre des vitesses d'écoulements plus faibles.

Les 3 modes de gestions ci-dessus peuvent être utilisés simultanément. Pour l'ins-

### 3. Gestion raisonnée des réseaux

tant, des résultats consolidés n'ont été obtenus que pour les 2 premiers modes.

Il a été choisi de coupler des mesures biologiques faites par le pôle écohydraulique à une modélisation hydraulique des niveaux d'eau et de débits dans les principaux biefs du réseau et autour des ouvrages. Un calage des lois d'ouvrage est effectué grâce à des mesures de débits par profiler acoustique (ADCP). Une analyse hydrologique est alors possible pour déterminer la réponse du bassin versant à partir des débits issus des différents marais latéraux. Un rapport quasi constant entre les débits dans l'axe principal et les marais latéraux a permis d'envisager une modélisation assez précise de l'évolution des niveaux pour une typologie de débits, c'est à dire à partir uniquement de la connaissance du débit dans l'axe principal.

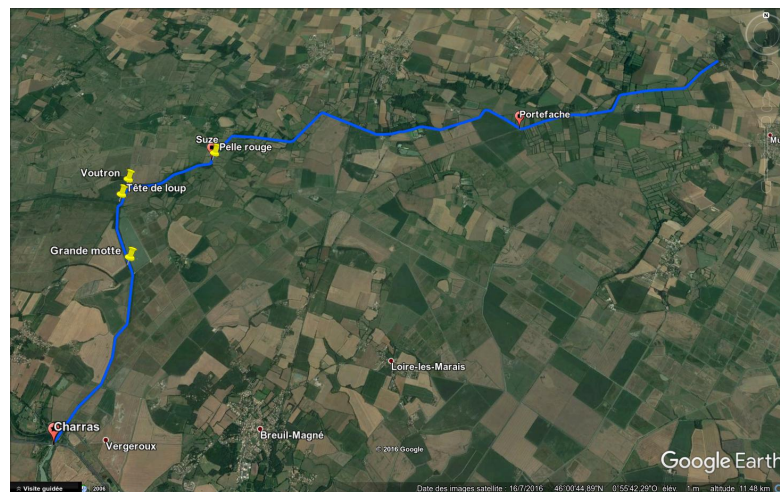


FIGURE 3.8 – Photographie satellite du canal de Charentes. Les ouvrages de régulation et les apports latéraux sont indiqués.

L'enjeu scientifique de modélisation réside dans la prise en compte des conditions instationnaires à l'aval (marée) et la nécessité de lois d'ouvrage très précises. Cette étude est menée sur un marais de Charentes maritime géré par l'UNIMA (UNION de MARAIS de la Charentes Maritime) (Fig. ?? et ??) mais la méthodologie mise en place vise à pouvoir transférer les résultats obtenus sur un large éventail des marais de la façade atlantique. Cela impose comme contrainte supplémentaire le transfert vers des gestionnaires aux capacités d'investissement et de maintenance limitées. C'est pourquoi on utilise des outils de modélisations relativement simple mais suffisamment précis pour bien comprendre les processus et les paramètres influant sur la capacité de franchissement.

La figure ?? montre le schéma du réseau modélisé ainsi que les points de mesure de hauteurs d'eau. On cherche d'abord à obtenir la validation du modèle dans le cadre d'une gestion opérationnelle. Une gestion opérationnelle signifie que l'on se place dans le cas où les conditions aux limites sont celles accessibles en un instant donné : un débit amont, une cote moyenne des latéraux et une coefficient de marée.



FIGURE 3.9 – Photographie de la porte à flots (gauche) et la vanne de Suze (droite) ici gérée en surverse.

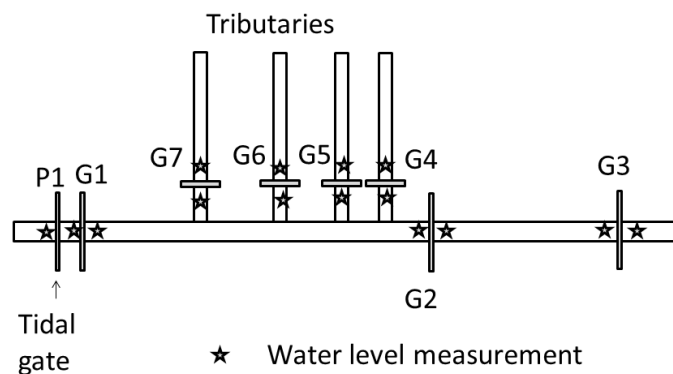


FIGURE 3.10 – Schéma hydraulique du réseau de Charras avec position des mesures.

### 3.2.2 Modèle hydraulique

Dans une première étape, la modélisation des réseaux est basée uniquement sur l'équation de continuité entre les différents biefs. Ce choix se justifie car les débits transférés dépendent beaucoup des lois d'ouvrages, et l'effort principal a porté sur cet aspect. Cela permet de regarder l'impact sur les vitesses sous vanne lié au choix de la

lois d'ouvrage et au calage.

Afin de vérifier que les effet instationnaires ont peu d'influence, la différence de cote amont-aval de chaque bief est relevée. On observe une différence qui évolue de façon quadratique avec le débit pour les 2 biefs quelle que soit la modalité de gestion. Sans considération physique fine, ce gradient hydraulique est modélisé par l'ajustement des points expérimentaux. Cette solution paraît suffisante pour estimer l'influence des solutions de gestion sur le franchissement à Suze (vanne G2).

Les ajustements donnent les relations suivantes :

$$Z_{1u} = Z_{1d} + 7.10^{-4}Q_1^2 \quad (3.3)$$

$$Z_{2u} = Z_{2d} + 1.10^{-3}Q_2^2 \quad (3.4)$$

Pour chacun des biefs soumis à des variations de cotes, la variation de cote ( $Z_i$ ) est exprimée par la conservation de la masse en fonction des débits ( $Q_i$ ) qui sont comptés positivement dans le sens vers le bief et négativement sinon. Ainsi pour chaque bief, on a :

$$\frac{dZ_i}{dt} = \frac{1}{S_i} \sum_i^n (Q_i(t)) \quad (3.5)$$

La surface au miroir  $S_i$  est calculée à partir des caractéristiques des biefs qui sont trapézoïdaux. Les cotes aval des ouvrages 2 et 3 sont modifiées à chaque pas de temps à partir des équations ?? et ?? pour le calcul des débits sous les ouvrages.

L'équation ?? est résolue par différence finie explicite qui semble être la plus simple pour prendre en compte facilement les variations rapides de gestion des ouvrages même si cela demande un temps de calcul plus grand pour assurer la stabilité.

En condition limite on impose soit les cotes mesurées in-situ en amont des ouvrages  $G_3, G_4, G_5, G_6$ , et  $G_7$ , soit des débits constants. La condition en débit est plus physique mais elle nécessite de bien caler les volumes des biefs amont pour bien reproduire les marnages. En aval des ouvrages de Charras ( $G_1$  et  $P_1$ ) les cotes mesurées in-situ sont filtrées et ajustées sur des lois sinusoïdales tronquées pour bien reproduire l'influence de la marée dans la Charente.

Bien sûr les aspects transitoires peuvent tout de même être intéressants pour les calculs de qualité de l'eau ou augmenter la précision. Une modélisation 1D sous le logiciel SIC est développé en parallèle. On ne présentera ici que les premiers résultats.

### 3.3 Application à la gestion du réseau

#### 3.3.1 Aide à la décision par modélisation

La connaissance de la vitesse sous la vanne de Suze (G2) est modélisable pour différentes conditions de gestion (cales ou ouverture). Pour savoir si la vanne est franchissable il faut comparer cette valeur à la vitesse limitée de nage des civelles estimée à 0,6 m/s. Pour une typologie donnée, par exemple fort débit et faible coefficient de marée, on peut alors voir quelle gestion assure des conditions franchissables pendant le maximum de temps. Pour cela on utilise un pourcentage de temps où la vitesse est plus faible que 0,6 m/s. Afin de balayer une large plage de typologie, il est possible d'appliquer la méthode aux données expérimentales effectuées pendant mars et avril 2015. La figure ?? indique que le temps de franchissement est inférieur à 3 % du temps total à partir du modèle ou directement à partir des mesures de hauteurs d'eau en G2. La gestion actuelle avec une cale de 10 cm peut donc être optimisée. Si on augmente cette cale, on s'aperçoit alors sur la figure ?? qu'il est bien possible de rétablir la continuité sur l'axe. Les études de scénarios ont aussi mis en évidence qu'il suffisait parfois de modifier les ouvertures de quelques centimètres pour rendre franchissable la vanne au détriment d'un plan d'eau légèrement abaissé. Cette solution a été regardée plus en détail avec le modèle 1D.

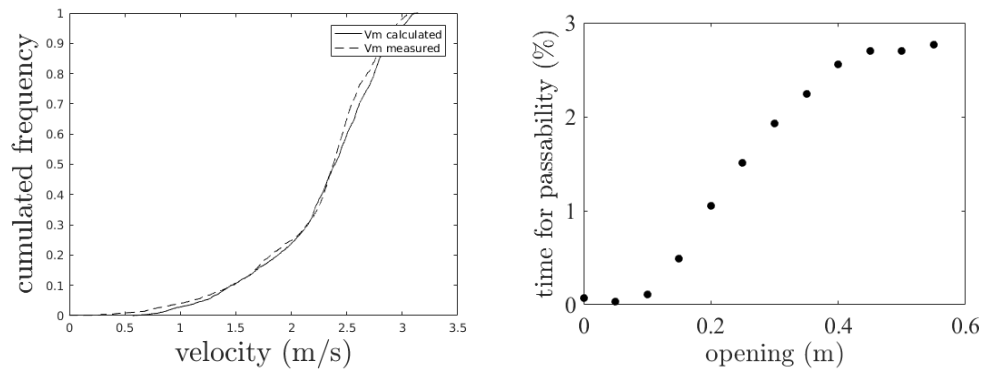


FIGURE 3.11 – Distribution des vitesses obtenues sous la vanne  $G2$  pendant la période de mesure (gauche) et temps de franchissement en fonction de la taille de la cale pour la période de mesure.

La suite du projet consiste à réaliser des modélisations 1D du réseau afin d'avoir une description locale de l'hydrodynamique. On pourra ainsi modéliser l'impact de la gestion sur les entrées de MES et d'eau salée. On sera alors plus précis sur la détermination des hauteurs d'eau. Enfin l'utilisation et la validation d'un outil classique de modélisation 1D assurera un transfert facilité de la méthode pour d'autres marais. Les premières simulations ont permis de mettre en place les ouvrages et de vérifier la pertinence du



### 3. Gestion raisonnée des réseaux

modèle sur les mesures (Fig. ??). Le modèle 1D a ensuite permis de se focaliser sur les marées les plus favorables et de vérifier qu'une gestion active (modifications des ouvertures de vannes) pouvait aussi augmenter les temps de franchissement (Table ??) tout en maintenant les mêmes cotes de gestion à 10 cm près.

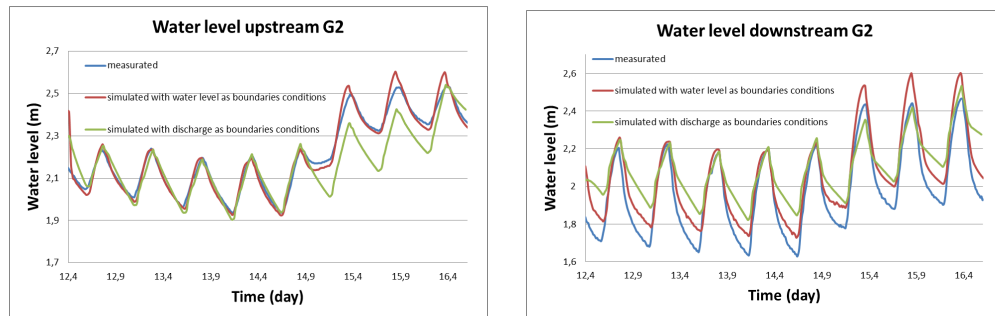


FIGURE 3.12 – Comparaison des cotes d'eau mesurées et simulées (1D) lors des marées favorables aux franchissements : aval suze (gauche), amont suze (droite).

Gestion	$w$ P1	$w$ G1	$w$ G2	$w$ G3	t franchissable (h)	t franchissable (h)
	(m)	(m)	(m)	(m)	$Q=2.5 \text{ m}^3/\text{s}$	$Q=3.5 \text{ m}^3/\text{s}$
cale 10 cm	0.1	0.55	0.4	1	5	2.5
cale 20 cm	0.3	0.55	0.4	1	6	4.5
active	0.1	0.6	0.65	1	6	3.5

TABLE 3.1 – Règle de gestion et temps franchissable sur une marée pour la vanne  $G2$ .

#### 3.3.2 Portes à flots

Le principal inconvénient de l'utilisation d'une cale étant le volume d'eau salée et de MES admis dans le réseau à marée haute, nous proposons une solution afin de diminuer ce volume sans limiter le passage de civelles. Une possibilité est de remplacer la cale par un raidisseur de telle sorte que l'ouverture  $w$  diminue quand la marée augmente. Cela revient à limiter le débit lors du pic de marée, mais cela devrait avoir un impact réduit sur la franchissabilité. D'une part les civelles ont tendance à passer dès l'inversion car elles sont en attente devant la porte. D'autre part, on peut régler le raidisseur afin de maintenir une ouverture à marée haute.

Pour optimiser et quantifier un tel dispositif, les volumes admis et les vitesses de courant sont calculées à partir des coefficients de débit déduits d'une analyse EMB, de simulations shallow water (fig ??) et d'expériences. Pour connaître l'ouverture pour un ennoisement donné, on écrit l'équilibre des moments sur la porte à flots. Le raidisseur est installé suivant l'axe  $x$  à une distance  $l_r$  du bord le long de la porte. L'allongement au

repos du raidisseur est noté  $l_0$  et sa raideur  $k$ . La porte n'est en contact avec le raidisseur que lorsqu'elle se ferme pour  $\theta^* = \text{atan}(l_0/l_r)$  (Fig. ??).

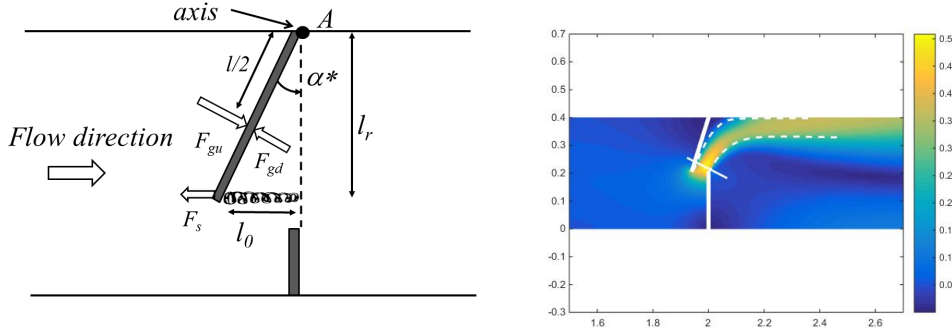


FIGURE 3.13 – Schéma du dispositif expérimental "porte à flot" (gauche) et simulation 2D de l'écoulement pour une ouverture de 20 degrés,  $Q=5$  l/s,  $h_{aval}=20$  cm.

L'équilibre des moments autour de l'axe de rotation permet de lier la force du raidisseur aux forces hydrostatiques sur la porte. En projection sur l'axe normal à la porte, l'équation adimensionnelle s'écrit :

$$\frac{(1 - X_p^2)}{4} + \tilde{k} \left( \frac{l}{h_u} \right)^2 \sin(\theta - \theta^*) = -\frac{J_A \ddot{\theta}}{\rho g h_u^2 l^2} \quad (3.6)$$

où  $X_p$  est le rapport entre les hauteurs d'eau de chaque côté de la porte,  $J_A$  est le moment d'inertie par rapport à l'axe vertical passant par A et  $\tilde{k} = \frac{k}{\rho g \cos \theta^*} \left( \frac{l_r}{l} \right)^2$  est la constante du raidisseur puisqu'elle ne dépend que de la configuration géométrique du dispositif.

La résolution de l'équation ?? en quasi stationnaire permet de tracer l'évolution du débit entrant en fonction du temps, ici pour une marée type du canal de Charras. On observe un débit qui se réduit au fur et à mesure que la marée augmente ( $h_d/h_u$  diminue) tout en laissant à l'inversion ( $h_d/h_u=1$ ) une ouverture suffisante pour le franchissement. L'équation ?? permet ainsi de dimensionner un système complet pour un raidisseur donnée. On peut ainsi connaître la position d'installation et l'angle initial nécessaire pour limiter l'admission d'eau salée. Sur la figure ??, la diminution du volume admis par rapport à une cale fixe est significative pour des faible  $\tilde{k}$  correspond à une fermeture totale. Dans le futur, nous comparons aussi la solution raidisseur avec celle consistant à une ouverture constante (vantelle) dans la porte.

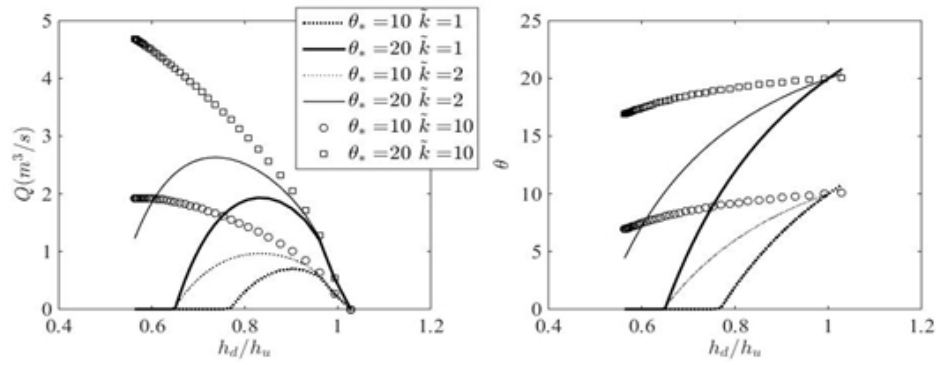


FIGURE 3.14 – Evolution des paramètres hydrauliques en fonction de la marée ( $X$ ) et de la constante du raidisseur  $\tilde{k}$

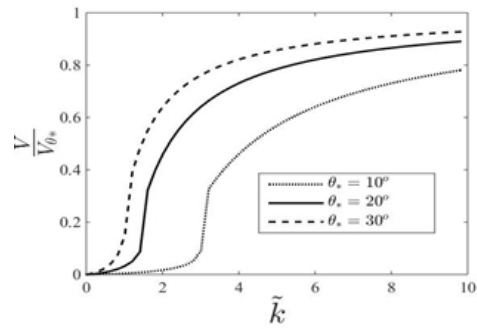


FIGURE 3.15 – Comparaison des volumes admis pour un bloc fixe ( $V_{\theta_*}$ ) et avec raidisseur ( $V$ ).

# Chapitre 4

## Continuité écologique : dimensionnement des ouvrages

### 4.1 Abri hydraulique (thèse T. Ducrocq)

#### 4.1.1 Contexte, objectifs et méthodes

Longtemps la présence d'obstacles dans un écoulement a été considérée du point de vue hydraulique comme une perte de charge. Sa modélisation consistait à augmenter le coefficient de frottement de la rivière par exemple pour des études d'inondations. Puis on s'est aperçu que les écoulements locaux autour de cet obstacle interagissaient avec le fond pour éroder celui-ci et mettre en péril la tenue de cet ouvrage qui peut être une pile de pont par exemple. On parle alors d'affouillement en pied d'ouvrage. Notons que les études portant sur cet aspect sont très majoritairement expérimentales et pour des régimes fluviaux. Les études numériques mettant en place un couplage hydro-sédimentaire complet sont moins nombreuses à cause de la complexité des couplages. Les problèmes d'affouillement sont réels pour l'écohydraulique dans la mesure où ils influencent la tenue d'ouvrages. Néanmoins nous traiterons plutôt ici de ce qui se passe dans le sillage de l'obstacle. En effet dans le cas des variations rapides de débits (éclusés, crues), le sillage d'obstacle de grandes tailles peut constituer un abri hydraulique pour les poissons de façon à les empêcher de dériver ou de chercher des abris près des berges avec un risque d'échouage. De plus, les sillages constituent aussi des zones de faibles vitesses où il serait possible de maintenir des granulométries fines nécessaires à certains habitats ou fonctions écologiques (fraie).

Les applications visées tendent à s'éloigner des études de type affouillement car les écoulements intéressants sont en général dans des régimes proches du régime torrentiel ou du moins avec des déformations fortes de la surface libre. Les objectifs des études menées sont alors triples :

- Evaluer les méthodes les plus efficaces pour ce type d'étude : numériques (quels

modèles ?), expérimentales.

- Identifier les tailles de sillages et leur compatibilité avec les objectifs d’abris hydrauliques.
- Définir les forces de trainée appliquées sur l’obstacle dans un régime à  $Fr$  élevé. Ceci afin d’acquérir de la connaissance sur les écoulements dans les passes à macro-rugosité et de s’assurer de la résistance mécanique d’ouvrages installés (par rapport aux crues notamment).

La méthode choisie pour mieux comprendre les écoulements autour d’obstacles émergents est d’abord de réaliser des mesures en canal de laboratoire pour différents nombres de Froude afin de mieux comprendre le changement de régime. Pour certaines conditions hydrauliques des mesures de vitesses par PTV sont réalisées pour valider des modèles numériques. Puis ces modèles validés sont ensuite utilisés à taille réelle afin d’extrapoler sans effet d’échelle. Finalement, on analysera les résultats hydrauliques à la lumière de ce que l’on sait sur le comportement biologique.

### 4.1.2 Description de l’écoulement

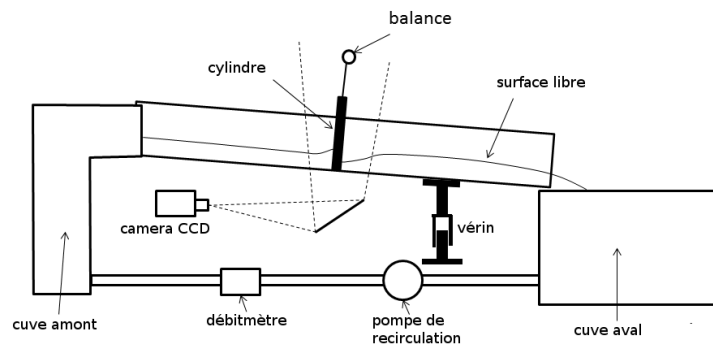


FIGURE 4.1 – Schéma du dispositif expérimental pour l’étude d’un plot seul.

Les expériences sont réalisées dans un canal de largeur  $B = 10$ ,  $D = 0.4$  m afin d’éviter les effets de bords dans la zone d’étude tout en limitant la taille du canal (??). La longueur est de 4 m et sa pente peut varier entre 0% et 5%. Le cylindre autour duquel les expériences sont réalisées mesure 4 cm de diamètre et est suffisamment haut pour émerger de la surface quelles que soient les conditions. L’écoulement étudié est tridimensionnel et fait donc intervenir plusieurs échelles de longueurs. Autour d’un cylindre, l’écoulement est considéré comme bidimensionnel si l’obstacle est supposé infiniment long. Il est alors défini par le nombre de Reynolds, basé sur le diamètre du cylindre  $Re_D$  (Eq. ??), qui caractérise le sillage.

$$Re_D = \frac{UD}{\nu} \quad (4.1)$$

Dans nos expériences, la hauteur d'eau est de l'ordre de grandeur du diamètre. Par conséquent, il se produit près du fond une couche limite qui influence l'écoulement. Le nombre de Reynolds basé sur la hauteur d'eau,  $Re_h$  (Eq. ??), peut donc aussi caractériser la structure de l'écoulement.

$$Re_h = \frac{Uh}{\nu} \quad (4.2)$$

Il n'est pas évident, a priori, de savoir lequel de ces nombres est le plus pertinent, cela dépendra de l'importance relative des phénomènes qu'il représente. Le rapport de ces deux nombres (Eq. ??) indique que la valeur de  $h/D$  pourrait être primordiale et quantifierait donc l'interaction entre le sillage et le fond.

$$\frac{\text{FOND}}{\text{SILLAGE}} = \frac{Re_h}{Re_D} = \frac{h}{D} \quad (4.3)$$

De plus, la présence d'une surface libre implique la prise en compte de la gravité à travers le nombre de Froude (Eq. ??). Le régime, fluvial ou torrentiel, est également décisif pour décrire l'écoulement, notamment à cause des déformations de la surface libre et des vitesses verticales qu'elles induisent.

$$Fr = \frac{U_0}{\sqrt{gh}} \quad (4.4)$$

Les visualisations de côté de la figure ?? montrent la modification de la surface libre pour différents nombres de Froude. De façon classique, lorsque l'écoulement est fluvial à l'amont, la déformation de la surface libre augmente avec le nombre de Froude. Quand l'écoulement est torrentiel à l'amont de l'obstacle, il se crée autour de celui-ci une zone de hauteur d'eau plus grande que la hauteur à l'amont. Il se pose alors la question de savoir comment rendre compte de cette déformation qui agit sur l'écoulement et donc sur la force trainée et la forme du sillage. Les lignes rouges sur la figure visualisent la hauteur critique correspondant à la section en travers. Quand le nombre de Froude est suffisamment faible, la déformation n'atteint pas cette hauteur, il n'y a pas de transition de régime. Par contre même pour des nombres de Froude inférieurs à 1 à l'amont, la hauteur critique est atteinte. Cette hauteur est alors une bonne estimation de la hauteur autour de l'obstacle puisqu'il apparaît forcément une transition de régime. Notons que la comparaison de notre étude avec celle portant sur des pieux cylindriques en milieu profond (?) ou sur les vagues d'étrave indique qu'il serait logique de décrire l'écoulement à partir d'un nombre de Froude basé sur le diamètre des plots. Il se pose alors la même problématique que pour  $Re$  à savoir quelle est l'influence du fond par rapport à l'obstacle. Il s'agit d'un point encore à approfondir. Nous avons choisi de privilégier la

modélisation en fonction du fond d'un part parce que nos applications se situent toujours dans des valeurs de  $h/D$  proches de 1 et parce que les résultats montrent peu de corrélations avec le nombre de Froude basé sur le diamètre.

Une relation expérimentale a pu être trouvée pour relier la hauteur face amont et celle face aval. Elle s'appuie sur les remarques précédentes. La surcote à l'amont est notée  $\Delta_u = (h_{max} - h)/h$  tandis que la décote à l'aval est décrite par  $\Delta_d = (h - h_{min})/h$ .

Le théorème de Bernoulli entre l'amont et le point d'arrêt sur la face amont amène à la relation théorique suivante :

$$\Delta_u = \frac{1}{2}Fr^2 \quad (4.5)$$

Cette relation théorique permet de reproduire les mesures à la fois pour l'amont et pour l'aval (Fig. ??). Ainsi, la variation maximale totale de hauteur d'eau peut être estimée par :

$$\Delta h = \frac{h_u - h_d}{h} = Fr^2 \quad (4.6)$$

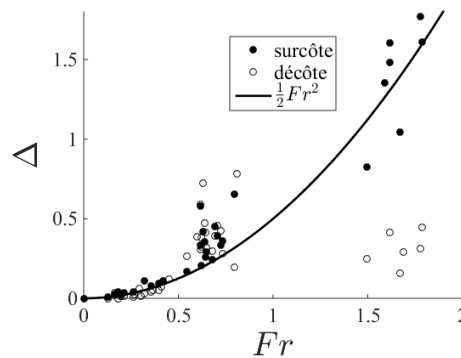


FIGURE 4.2 – Variation de la hauteur d'eau entre la face amont et la face aval du cylindre.

Pour les écoulements torrentiels à l'amont ( $Fr > 1$ ), la décôte  $\Delta_d$  est largement plus faible que la formule établie dans le cas fluvial car dans la zone de sillage l'écoulement devient plus complexe. On a vu que la hauteur était alors plutôt dépendante de la hauteur critique.

Pour avoir des champs de vitesses, la méthode PTV décrite plus haut est utilisée. L'écoulement étant plutôt bidimensionnel sur un plan horizontal les mesures sont faites de dessous. Il existe ici une petite particularité pour la méthode PTV car les billes sont éclairées au lieu d'être détectées par ombroscopie. Cela est dû à la présence de la surface qui engendrait trop de perturbations pour une détection fiable des billes.

Les champs de vitesse mesurés pour 4 débits montrent des structures assez différentes puisque le nombre de Froude et de Reynolds augmentent avec le débit. Aux

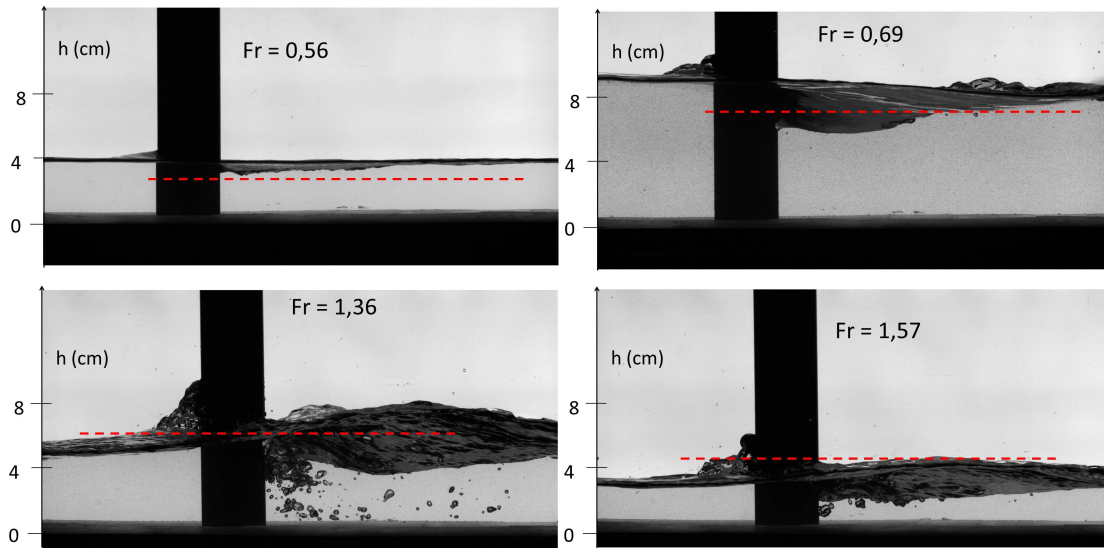


FIGURE 4.3 – Visualisation de la surface libre pour les expériences à  $Q = 5, 10, 15, 20$  et  $25$  l/s et pour des pentes de  $0\%$  et  $1\%$ . Les pointillés rouges représentent la hauteur critique.

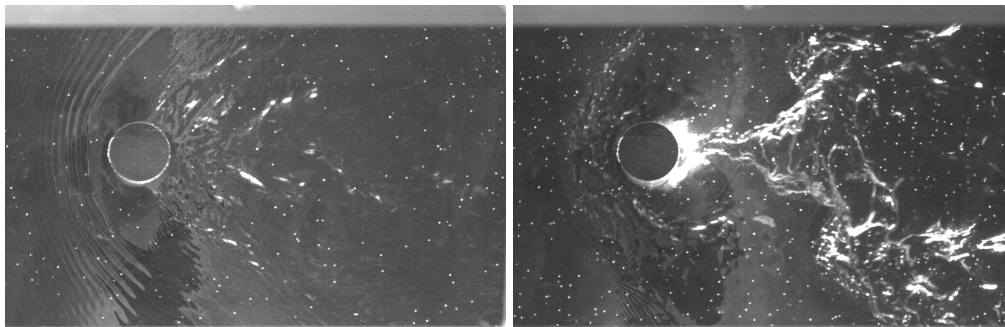


FIGURE 4.4 – Valeur instantanée de l'intensité lumineuse.

faibles débits, l'écoulement est fluvial et la zone de sillage à faible vitesse est grande. Lorsque le débit augmente, la déformation de la surface libre s'accroît. On s'aperçoit alors que la vitesse reste proche de la vitesse critique dans une zone assez grande ce qui justifie les remarques précédentes (Fig. ??). Le fait de considérer la vitesse critique liée à la hauteur d'eau (et non pas le diamètre) comme une vitesse de référence en écoulement torrentiel est à la base des analyses suivantes pour les forces de traînée et les macro-rugosités. Cette description des champs de vitesses sera complétée par la suite dans la comparaison avec les simulations numériques.



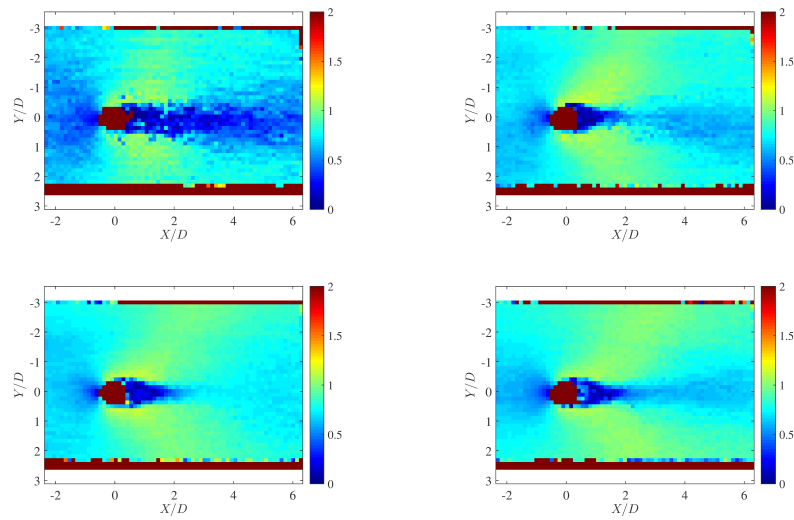


FIGURE 4.5 – Champs de vitesses normalisées par la vitesse critique pour  $Q = 5\text{ l/s}$  (a),  $Q = 10\text{ l/s}$  (b),  $Q = 15\text{ l/s}$  (c) et  $Q = 20\text{ l/s}$  (d).

### 4.1.3 Résultats numériques URANS et LES

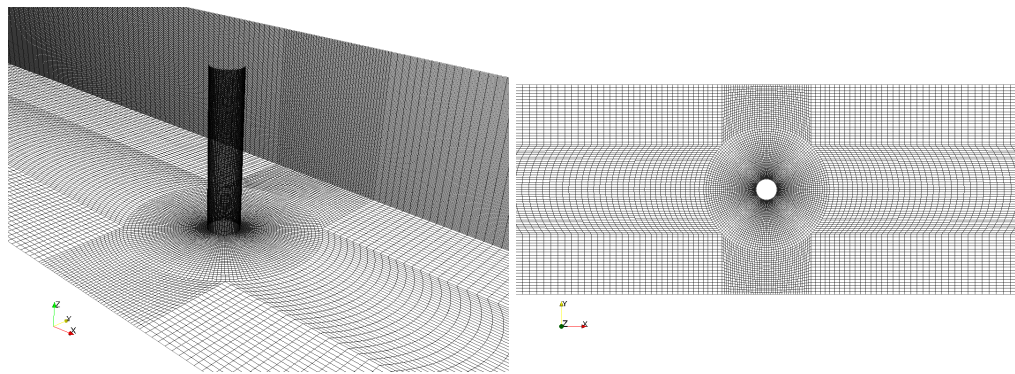


FIGURE 4.6 – Aperçu du maillage.

Plusieurs cas autour et au-delà de  $Fr=1$  ont été simulés pour comprendre les structures de l'écoulement en fonction du nombre de Froude. Pour  $Fr < 1$ , les cas sont identiques à ceux mesurés expérimentalement afin de pouvoir valider le modèle numérique et ainsi extrapoler à une échelle réelle.

Un maillage spécifique a été réalisé, il comprend 4 840 000 cellules, ce qui permet d'assurer des valeurs de  $y^+ = yu_* / \nu$  comprise entre 15 et 300. Ces valeurs rendent

pertinentes l'utilisation des lois de parois classiques.

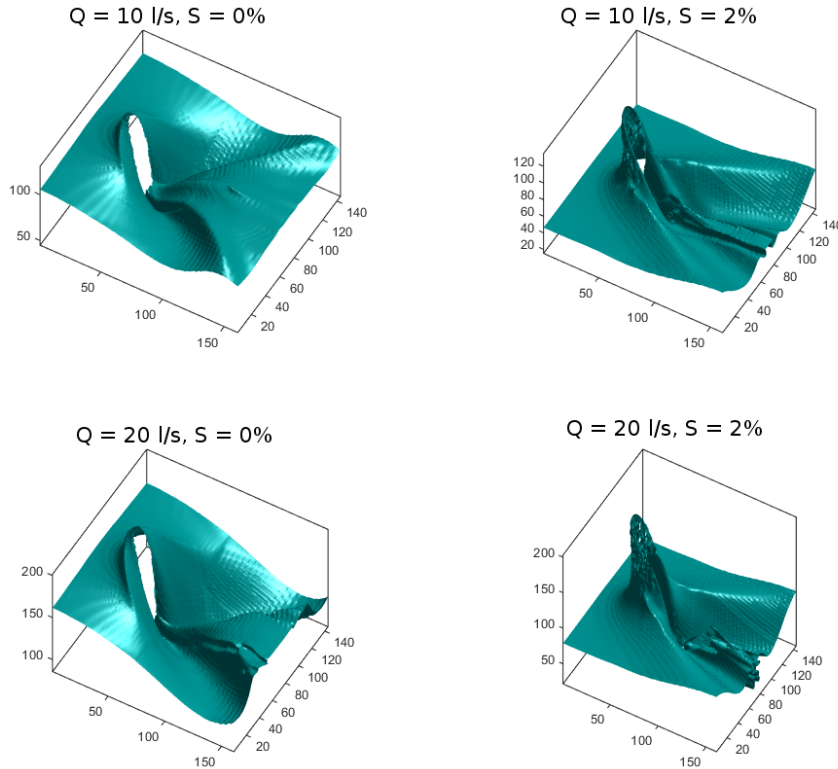


FIGURE 4.7 – Aperçu de la surface libre autour du plot pour les 4 cas d'étude.

La figure ?? représente les surfaces libres d'eau pour quatre cas d'étude ( $Q=10$  et  $20$  l/s et  $S=0$  et  $2\%$ ). Les deux premiers ont des nombres de Froude de l'ordre de  $0,8$  alors qu'il est au-delà de  $1,3$  pour les deux suivants. La vague de sillage et la forme globale de l'écoulement sont bien visibles et des ondes de surface sont présentes à l'aval du cylindre. Le régime non perturbé par le cylindre est atteint avant la condition limite aval. Les simulations reproduisent la déformation de la surface libre avec des rapports hauteur face amont-face aval égaux à ceux trouvés expérimentalement (Eq. ??). On observe sur la figure ?? que le modèle URANS lisse la surface alors que le modèle LES permet d'avoir des variations instantanées à plus petites échelles. Les simulations LES sont plus proches visuellement des expériences.

La validation des simulations est obtenue par la comparaison des champs de vitesses intégrés sur la verticale. Cette méthode maintient une certaine incertitude due à l'intégration verticale. Elle est néanmoins un bon compromis entre la simplicité de mise en

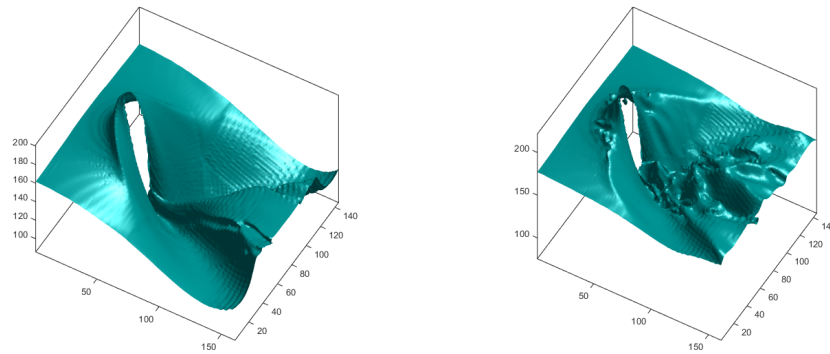


FIGURE 4.8 – Aperçu de la surface libre autour du plot pour une simulation URANS et LES.

œuvre, le nombre de mesures possible et la précision. Rappelons qu'un des objectifs est de spatialiser un champ de vitesse complet pour identifier les zones de changement de régime.

La validation des modèles URANS est donnée dans la thèse de T. Ducrocq. Elle a conduit à considérer que pour les vitesses moyennes les techniques URANS étaient un bon compromis avec un meilleur accord simulation/expérience en utilisant le modèle  $k - \omega$  SST plutôt qu'un modèle  $k - \epsilon$  classique ou *RNG*. L'adimensionnalisation par la vitesse critique a été aussi retenue car elle semblait bien être une limite caractéristique de l'écoulement.

Il est tout de même intéressant de revenir sur les simulations LES pour  $Q=20$  l/s car le modèle URANS ne permettait pas exactement de bien reproduire le sillage. Or la figure ?? montre l'avantage du modèle LES pour améliorer la précision du modèle dans cette zone. En effet pour les zones amont proches du cylindre, dans le sillage ou dans les zones proches de la transition critique, le modèle LES est nettement plus performant. Grâce aux modèles numériques il est possible d'évaluer l'aspect instationnaire du sillage. Actuellement, cette analyse s'est limitée à observer qu'un nombre de Strouhal proche de la valeur classique de 0,2 peut être obtenue pour les modèles LES mais aussi pour des  $k - \omega$  SST. On a aussi pu comparer qualitativement les structures tourbillonnaires, ce qui a permis de mettre en évidence des formes de tourbillons plus complexes en LES.

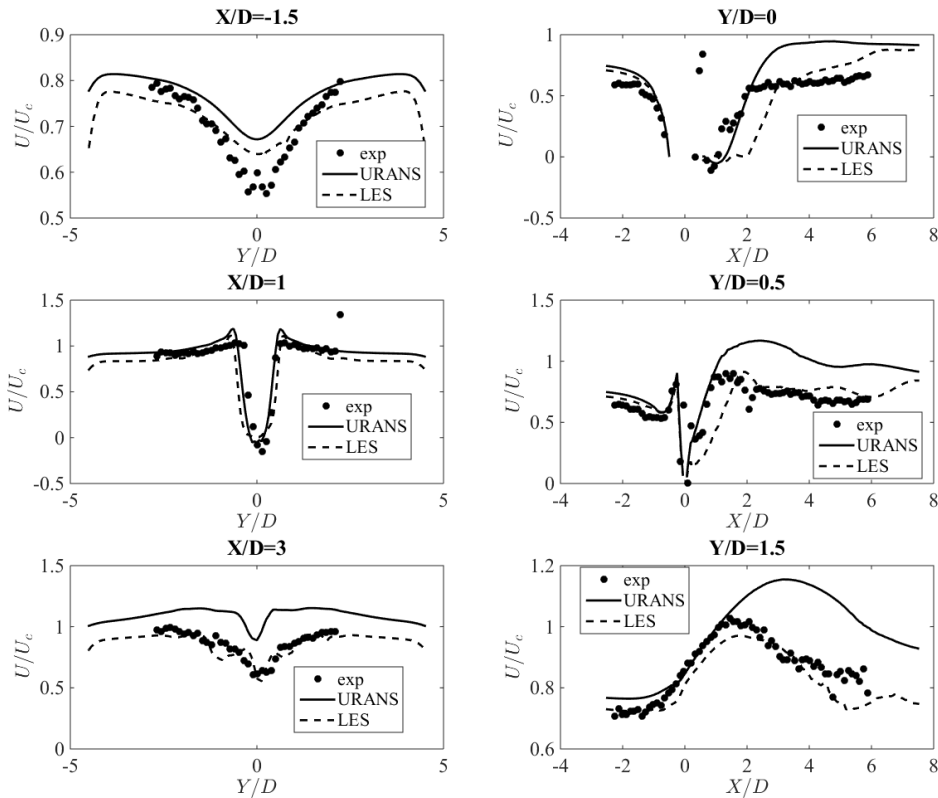


FIGURE 4.9 – Profils de vitesses longitudinales et transversales suivant l’axe transversal  $Y$  pour trois sections de canal  $X/D = -1, 5, 1$  et  $3$ , de haut en bas,  $Q = 10 \text{ l/s}$ .

#### 4.1.4 Applications autour d’un obstacle émergent

##### Refuge hydraulique

Comme on vient de le voir la structure de la zone de sillage est assez complexe car elle mêle à la fois des allées de Von Karman typiques d’un sillage de cylindre, l’influence du fond et en particulier des tourbillons en fer à cheval et également la déformation de la surface libre. Les différents résultats expérimentaux et numériques conduisent à proposer une forme proche de celle donnée par les simulations de ? (Fig. ??).

Sur la partie aval de l’obstacle près du fond, on observe un tourbillon à axe horizontal (Fig. ??). Puis en s’éloignant du fond, on tend vers un écoulement de sillage avec des tourbillons contra rotatifs (de type allées de Von Karman) et des instationnarités fortes. L’augmentation du nombre de Froude tend à faire basculer l’axe vertical de ces tourbillons vers l’aval en accélérant le fluide près de la surface plus que près du fond

#### 4. Continuité écologique : dimensionnement des ouvrages

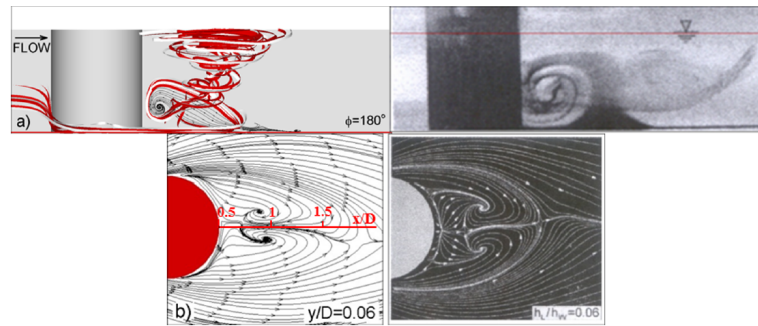


FIGURE 4.10 – Visualisation de l'écoulement dans le sillage d'un obstacle émergent par simulation numérique (gauche) ou par expérience (droite).

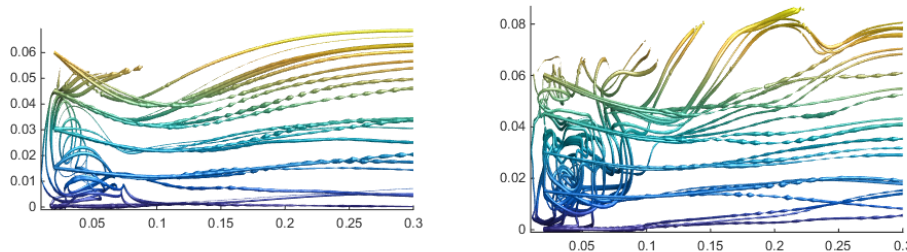


FIGURE 4.11 – Lignes de courant dans la zone de refuge : modèle URANS (gauche) et LES (droite).

(Fig. ??).

Ces instationnarités posent de fortes questions sur l'utilisation d'obstacles émergents comme abri hydraulique car le sillage peut varier en fonction du nombre de Reynolds. En particulier pour des nombres de Reynolds supérieurs à  $Re_D=10^6$ , un régime critique apparaît correspondant à l'absence de couche laminaire sur l'obstacle et provoquant une forte modification du sillage. Par conséquent, une fois la méthode de simulation validée, l'écoulement à taille plus grande ( $D=16$  cm) a été simulé. Le passage à une échelle plus grande a montré une modification relative des tailles de sillage même si les écoulements ont montré de fortes ressemblance. Ainsi les premières simulations ont été extrapolées à une échelle réelle ( $D=40$  cm) pour visualiser des zones de faibles vitesses potentielles ou d'énergie cinétique turbulente réduite. La taille des zones favorables et leurs positions sont ainsi clairement identifiées (Fig. ??).

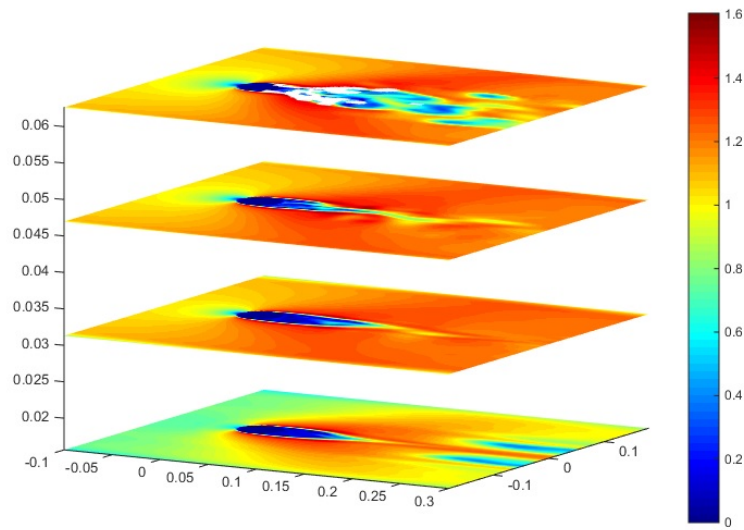


FIGURE 4.12 – Champs de vitesses par plans horizontaux pour  $Q=20$  l/s,  $S=0$ .

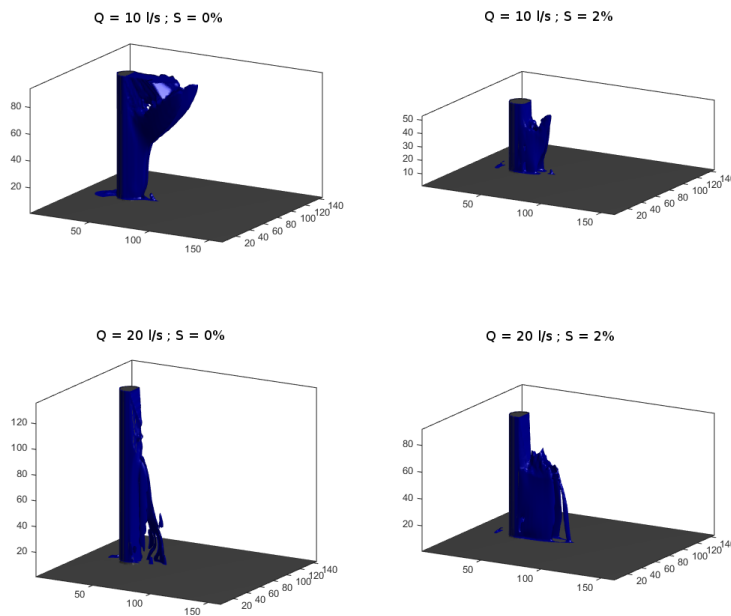


FIGURE 4.13 – Zone de modules de vitesses inférieures à  $0,3$  m/s.

### Force exercée et lien avec les passes à poissons

Outre la connaissance des écoulements de sillage, l'étude des obstacles isolés doit préciser les forces s'exerçant sur eux, d'une part pour s'assurer de leur stabilité mais

#### 4. Continuité écologique : dimensionnement des ouvrages

surtout pour préciser l'influence du fond et du nombre de Froude (fonction  $f_F(F)$  et  $f_{h_*}(h_*)$ ) sur la résistance à l'écoulement. Une série supplémentaire de mesures a alors été menée en mesurant la force de traînée à l'aide d'une balance hydrodynamique (Fig. ??).

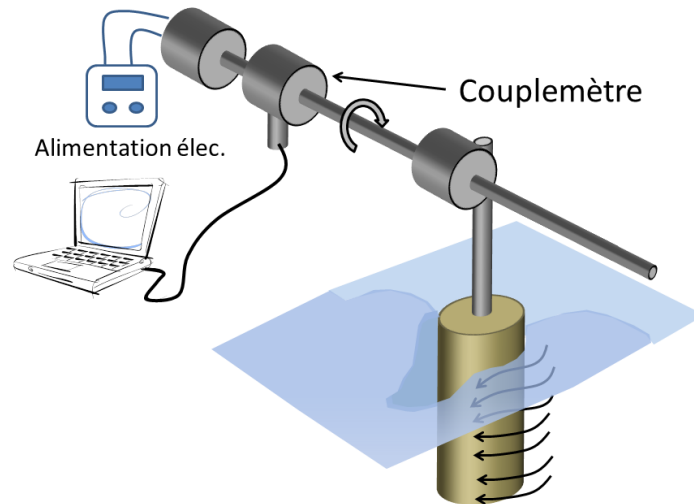


FIGURE 4.14 – Dispositif de mesure de force sur un plot seul.

Les valeurs brutes de couple et de la force associée sont corrigés du poids, de la force de flottabilité et moyennées dans le temps. Puis, on adimensionnalise cette force  $F_d$  à partir d'un coefficient de traînée par la formule :

$$C_d = \frac{2F_d}{\rho h D U_0^2} \quad (4.7)$$

Ici le choix a été fait d'exprimer  $C_d$  à partir de la vitesse débitante  $U_0$  pour rester cohérent avec la majorité des études sur le sujet. Néanmoins, la partie précédente tend à montrer que près de l'obstacle le champs moyen est influencée soit par la contraction verticale (si  $F_r$  petit) soit par la hauteur critique (si  $F_r$  grand).

Il semble alors possible de prendre en compte l'influence du nombre de Froude en prenant en compte l'évolution de la vitesse à "l'infini" autour de l'obstacle  $u_d$  par rapport à  $U_0$ .

$$F_{drag} = \frac{1}{2} C_d \frac{Ch}{D} u_d^2 = \frac{1}{2} C_d \frac{Ch}{D} U_0^2 f_{Fr}(Fr) \quad (4.8)$$

Pour avoir la vitesse dans le cas fluvial, on suppose que l'accélération est due à la contraction verticale donnée par l'équation ???. A partir du moment où une transition

de régime apparaît, on suppose la vitesse égale à la hauteur critique ( $u_d = u_c$ ). Ceci conduit à :

$$f_{Fr}(Fr) = \left(\frac{u_d}{U_0}\right)^2 = \min\left(\frac{1}{1 - \frac{Fr^2}{4}}, \frac{1}{Fr^{\frac{2}{3}}}\right)^2 \quad (4.9)$$

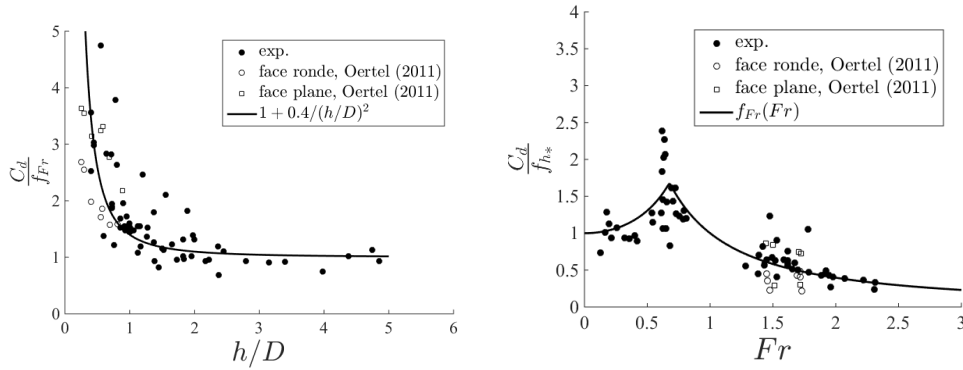


FIGURE 4.15 – Coefficient de traînée corrigé par  $f_{Fr}(Fr)$  et par  $f_{h_*}(h_*)$ .

En appliquant la correction de la vitesse autour du plot, c'est-à-dire la fonction  $f_{Fr}$ , les coefficients de traînée expérimentaux peuvent être tracés sur la figure ???. Ils évoluent en fonction du rapport  $h/D$  de façon à tendre vers 1 quand  $h$  augmente et que l'écoulement se rapproche de celui autour d'un obstacle infini. Cette relation est également cohérente avec les mesures de ?, faites pour des plots cylindriques et carrés. Bien que la formulation du rôle de  $h/D$  soit uniquement expérimentale, il est possible de relier ce comportement au rôle du fond (couche limite pariétale) et en particulier aux structures tridimensionnelles qui en découlent (tourbillon en fer à cheval, zone de repos) (Eq. ???). On a vu dans la partie simulation que des structures liées au fond existent. On peut penser qu'elles sont relativement plus importantes quand la hauteur d'eau diminue devant le diamètre.

Si les mesures expérimentales sont corrigées par la fonction  $f_{h_*}(h_*)$  (Eq. ???), une évolution de  $C_d$  suivant la fonction  $f_{Fr}$  devrait être observée.

$$f_{h_*}(h_*) = 1 + \frac{0.4}{h_*^2} \quad (4.10)$$

C'est effectivement ce que montre la figure ???. Au final, les écarts entre les mesures et les modèles proposés pour  $C_d$  sont faibles. Ils sont plus importants dans la zone où des transitions de régime apparaissent ( $0,6 < Fr < 0,8$ ). Le choix fait de définir  $f_{Fr}$  à partir du minimum des deux formulations (Eq. ???) ne permet pas de décrire exactement les phénomènes en jeu, mais présente l'avantage d'une utilisation simple. De plus, la modification du  $C_d$  en fonction de  $Fr$  et  $h/D$  présente un intérêt particulier pour la



modélisation de la résistance hydraulique d'obstacles de grandes tailles comme nous le verrons par la suite. Quand le rapport  $h/D$  est de l'ordre de 1, comme dans les applications d'écohydraulique, les modèles utilisant une force de traînée basée sur un  $C_d$  constant sont donc susceptibles de sous-estimer la dissipation d'un facteur 2.

## 4.2 Rampe à macro-rugosité (thèse T.D. Tran)

### 4.2.1 Contexte, objectifs et méthodes



FIGURE 4.16 – Passe en enrochement sur la Bave, Saint Jean de Lespinasse (46)

Bien que l'étude précédente ait sa propre finalité, elle nous a surtout servi à initier l'étude du comportement hydraulique des passes à macro-rugosité. Depuis une vingtaine d'années, les cours d'eau français font l'objet de plans de restauration des populations de certaines espèces de poissons migrateurs (saumon, truite de mer, alose, lamproie). L'une des actions consiste à rétablir la connectivité longitudinale des cours d'eau. Dans ce contexte, les ouvrages de franchissement ont le plus souvent été dimensionnés pour des espèces ayant de bonnes capacités de nage. Il s'agit pour la plupart de passes à bassins et passes à ralentisseurs (?). Afin de permettre le franchissement par d'autres espèces, l'implantation de passes naturelles se développe. Il s'agit de dispositifs qui essayent de reproduire les caractéristiques des cours d'eau naturels à fortes pentes. Ils font appel à la mise en place de blocs en enrochements « naturels » pour la dissipation d'énergie et la réduction des vitesses. Dans la mesure où les passes « naturelles » sont susceptibles d'offrir une grande hétérogénéité de conditions d'écoulements, elles peuvent, sous certaines conditions, permettre de rétablir la connectivité pour la majorité des espèces de poissons, au moins au stade adulte et pour les juvéniles à partir d'une certaine taille. Parmi les différents types de passes « naturelles », les rampes avec un fond rugueux et des macro-rugosités protubérantes régulièrement réparties en quinconce sont particulièrement intéressantes car elles présentent un débitance élevée favorable à l'attractivité du dispositif, ainsi qu'une moindre sensibilité au colmatage (espacement entre blocs assez grands) et à l'engravement (pas de bassins). L'efficacité de ces dispositifs repose sur un dimensionnement correct du nombre de blocs et de la pente. Les travaux

existants sur des configurations proches (??) doivent être améliorés pour expliciter la franchissabilité et l'influence de chaque paramètre. Dans nos écoulements la pente et les nombres de Froude des écoulements sont en général élevés. Ceci conduit en prendre en compte dans les modèles de résistance, la déformation de la surface libre. Une autre différence est l'importance du frottement du lit qui peut assurer le franchissement de certaines espèces.

Les objectifs de cette étude étaient donc :

- Etablir les préconisations de dimensionnement pour assurer des vitesses plus faibles que la capacité de nage. Les paramètres variables sont alors la pente, la taille et la forme des blocs, les rugosités de fond.
- Comprendre l'évolution du débit lors de l'immersion des plots afin d'améliorer l'attractivité des passes.
- Caractériser les fluctuations de vitesses dans les zones de sillages qui peuvent être des zones de repos pour un franchissement de la passe en plusieurs étapes.
- Préciser les outils numériques et les méthodologies les plus pertinentes pour l'ingénierie.

Pour atteindre chacun de ces objectifs, une méthode différente a été choisie pour chacun, à savoir respectivement :

- Des expériences en modèles réduits avec des mesures des hauteurs d'eau et de débits. Des mesures ADV permettent d'avoir la position des vitesses maximales.
- Des expériences dans un autre modèle réduit permettant une plus grande submersion et des configurations de plots plus irrégulières. L'estimation des débits et des champs de vitesses pouvant être obtenue par la méthode 1DV.
- Des mesures ADV et PTV fournissent les fluctuations turbulentes moyennes dans les zones de repos. Elles sont complétées par des simulations numériques pour obtenir les valeurs instantanées.
- Des simulations SW, URANS et LES sont comparées pour définir les plages de validité et préciser les avantages respectifs de chaque type de modélisation.

### 4.2.2 Expériences

Les expérimentations ont été menées sur deux canaux à pente variable de l'IMFT. Le premier canal a une largeur de 0.25 m et une longueur de 10 m. Les macro-rugosités sont constituées de cylindres de 35 mm de diamètre  $D$  et de hauteur  $k$  70 mm. La pente varie de 1% à 6%, et des mesures sont réalisées dans différentes conditions de débits. Le fond est constitué de PVC pour produire un écoulement lisse.

Le deuxième canal possède une largeur de 1 m et une longueur de 7 m. Les blocs sont des cylindres de bois de 15 cm de haut et de 11,5 cm de diamètre. Deux concentrations de 13 % et 16 % ont été testées. Pour chaque concentration en macro-rugosités et chaque rugosité de fond, la pente a varié de 1% à 9%. Les mesures sont réalisées dans différentes



FIGURE 4.17 – Canaux expérimentaux avec macro-rugosités

conditions de débit et de hauteur d'eau (Table ??). Les cailloux modélisant une rugosité de fond ont une taille entre 30 et 50 mm.

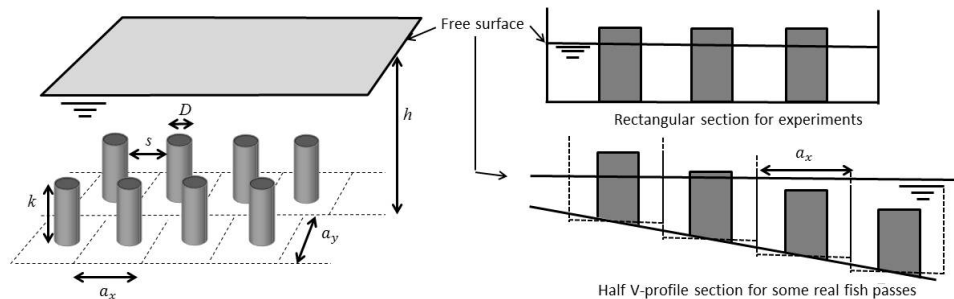


FIGURE 4.18 – Description de la géométrie en plan de la passe à poissons à macro rugosité

Une passe à poissons naturelle peut être modélisée comme un arrangement de blocs régulièrement espacés dans la direction longitudinale ( $a_x$  et transversale  $a_y$ ). Dans les études actuelles le fond de la passe est supposée plat même si en pratique un devers latéral existe (Fig. ??). L'hypothèse de calcul est donc de dire que les échanges latéraux d'une cellule ( $a_x * a_y$ ) sont faibles pour des raisons de symétrie.

## 4.2. Rampe à macro-rugosité (thèse T.D.Tran)

Exp	forme	$D$ (mm)	fond	$C$	$a_x$ (mm)	$a_y$ (mm)	Rugosité (cm)	$k_s$ (cm)	$C_{d0}$	$r$
E1	●	35	smooth	0.13	100	100	/	/	1	1.1
E2	●	125	rough	0.13	312	375	3-5	4	1.3	1.2
E3	▮	125	rough	0.13	312	375	3-5	4	2	1.5
E4	●	115	smooth	0.13	333	333	/	/	1	1.1
E5	●	115	rough	0.13	333	333	3-5	4	1	1.1
E6	●	115	smooth	0.16	285	285	/	/	1	1.1
E7	●	115	rough	0.16	285	285	3-5	4	1	1.1
E8	●	35	rough	0.08	100	160	1.5-2	2	1	1.1
E9	●	35	rough	0.13	100	100	1.5-2	2	1	1.1
E10	●	35	rough	0.16	80	95	1.5-2	2	1	1.1

TABLE 4.1 – Conditions expérimentales de l'ensemble des expériences utilisées pour obtenir les lois hauteur-débit.

### 4.2.3 Description de l'écoulement

L'estimation du débit dans une passe à poissons avec des blocs émergés repose sur l'hypothèse d'un profil de vitesse vertical pouvant être séparé en 2 zones. Dans la zone proche du fond, on suppose un profil de vitesse identique à celui d'une couche limite turbulente au-dessus de rugosités caractérisées par une rugosité hydraulique. Au-dessous de cette zone, on supposera une vitesse moyenne uniforme comme il a été observé expérimentalement dans des arrangements de végétation rigide. Une vitesse constante est la solution des équations de Navier Stokes moyennée si on suppose une longueur de mélange constante due à l'espace faible entre blocs. Cette hypothèse est la base des études numériques qui supportent l'hypothèse de deux couches (??).

L'écoulement dans la passe est assez similaire à celui vu pour un obstacle seul. Cependant son confinement à l'intérieur de l'arrangement implique certaines modifications et en particulier, l'équation de continuité implique qu'une vitesse caractéristique soit la vitesse moyenne entre les blocs notée  $V_g$  (Eq. ??).

$$\frac{V_g}{U_0} = \frac{1}{1 - \sqrt{\frac{a_y}{a_x} C}} \quad (4.11)$$

Le même raisonnement que pour un obstacle seul reste valide. Cependant, ici le nombre de Froude pertinent est celui basé sur la vitesse  $V_g$ . Lorsque qu'il n'existe pas de transition de régime, la surface libre implique une accélération provoquée par une contraction verticale.

$$V_g h = u_d h_d \quad (4.12)$$

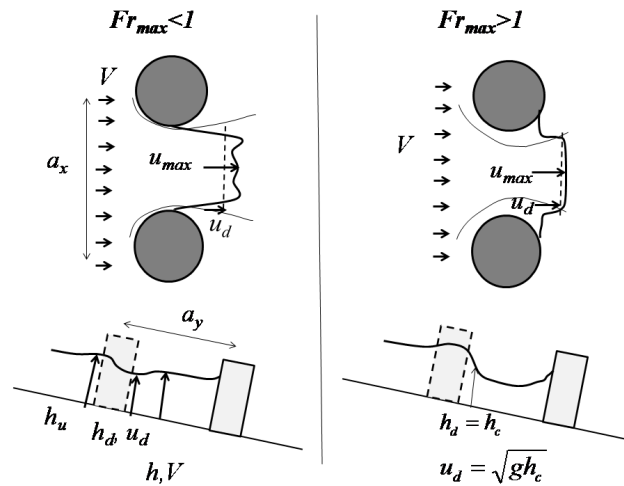


FIGURE 4.19 – Structure de l’écoulement pour des cas fluviaux et torrentiels.

Lorsqu’une transition apparaît la rangée suivante provoque le retour à un écoulement fluvial d’où l’apparition d’un ressaut et des hauteurs proches de la hauteur critique. La structure de l’écoulement diffère aussi en fonction de la forme de l’obstacle. Une face plane implique un décollement plus important et donc une contraction latérale plus forte (Fig. ??). Ainsi pour un même débit et une même hauteur, la variation de hauteur amont-aval est plus grande. Les vitesses verticales sont alors augmentées.

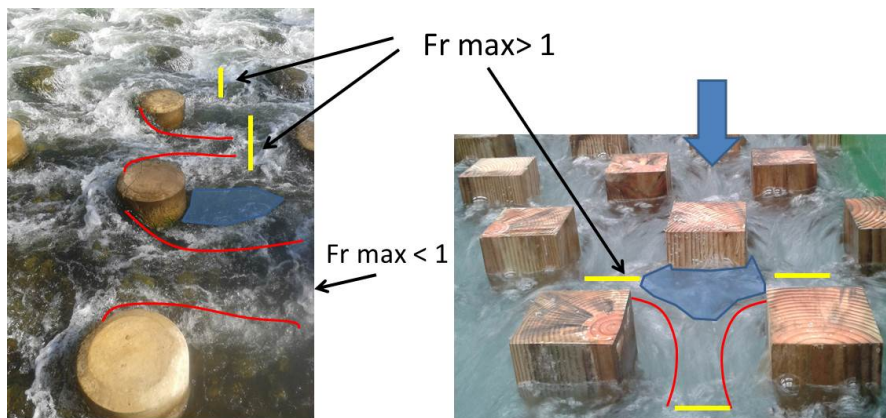


FIGURE 4.20 – Structure de l’écoulement pour des obstacles ronds ou carrés.

Pour chaque forme d’obstacles, on peut alors définir un coefficient de contraction  $r$  égal à 1,1 pour des cylindres, 1,2 pour des formes arrondies (proches de vrais blocs rocheux) et 1,5 pour les faces planes. L’équation ?? est alors modifiée pour donner une estimation de la vitesse maximale.

$$\frac{u_{max}}{V_g} = r \frac{u_d}{V_g} = r \frac{1}{1 - \frac{\Delta h}{2h}} \quad (4.13)$$

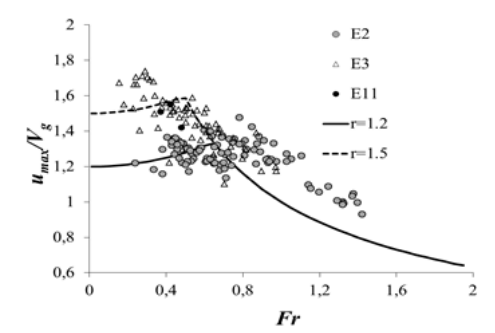


FIGURE 4.21 – Vitesse maximale en fonction du nombre de Froude pour des expériences pour faces arrondies et planes.

#### 4.2.4 Résistance hydraulique

Le calcul de la résistance hydraulique d'une passe à macro-rugosité permet de connaître la relation hauteur débit et donc de fournir les relations de dimensionnement. Le calcul de cette résistance s'appuie sur l'analyse théorique développée au paragraphe ?? et l'étude sur un plot donnant les coefficient de traînée. En effet on rappelle que si on considère l'équation de quantité de mouvement en régime uniforme, on peut écrire :

$$C_{d0} f_C(C) f_F(F) f_{h_*}(h_*) \frac{Ch}{D} \left( \frac{1+N}{1-\sigma C} \right) F^2 = 2S \quad (4.14)$$

Nous devons donc maintenant préciser la fonction  $f_C(C)$  pour avoir la relation entre le débit (à partir de  $F$ ) et la hauteur d'eau ( $h_*$ ). Les travaux menés ont conduit à considérer les problèmes selon deux approches différentes.

- Soit l'équation ?? est strictement utilisée. Dans ce cas les résultats expérimentaux ont conduit à proposer l'équation :

$$f_C(C) = 0.8 - 2C \quad (4.15)$$

Cette formule n'est cependant établie que pour des arrangement où  $a_x \approx a_y$ . D'après les travaux de ?, le changement de ce rapport modifie l'influence des interactions de sillage sur la résistance totale.

- Soit l'équation ?? est écrite avec la vitesse débitante  $V$ . Dans ce cas, la fonction  $f_C(C)$  devient égale  $(V/V_g)^2$ . On peut alors montrer que pour une large gamme de concentration  $(V/V_g)^2$  est bien égal à l'influence de l'interaction entre sillage (Fig. ??).

#### 4. Continuité écologique : dimensionnement des ouvrages

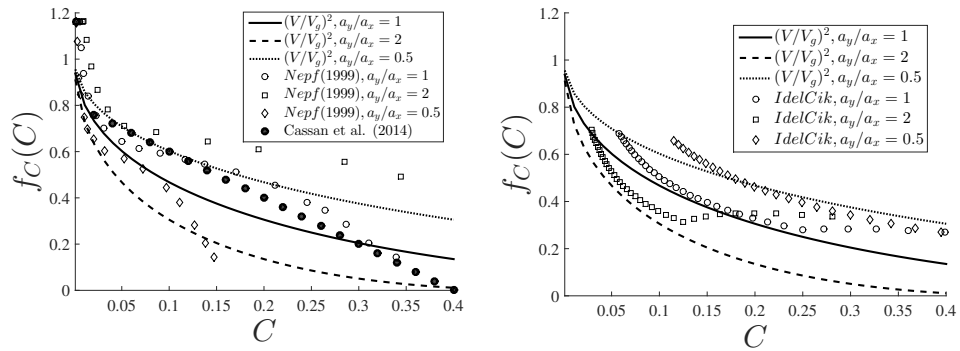


FIGURE 4.22 – Fonction correctrice de la concentration comparée aux formules de ? (a) et de ? (b).

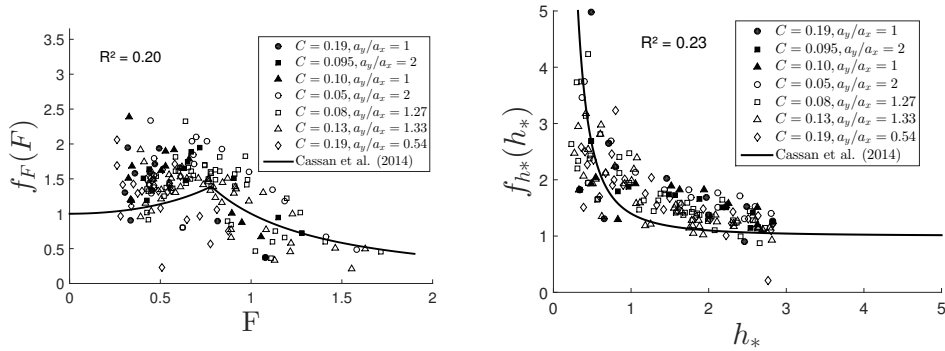


FIGURE 4.23 – Fonction correctrice mesurée en fonction du nombre de Froude (a) et de la hauteur adimensionnée (b).

On a pu aussi également vérifier que la dernière méthode impliquait des fonctions  $f_F(F)$  et  $f_{h_*}(h_*)$  similaires à celles pour un obstacle seul. L'avantage de cette formulation est de s'affranchir de la description détaillée de la position des blocs ce qui est plus applicable à des passes naturelles. Cependant la vitesse  $V_g$  reste importante car c'est elle qui déterminera les vitesses maximales que peuvent rencontrer les poissons. Un autre avantage de la formulation avec la vitesse moyenne est d'être directement applicable aux calculs 1DV (cf.??) nécessaires pour le cas submergé. Ainsi le débit dans le cas submergé est directement obtenu par intégration du profil de vitesse issu de la méthode de la double moyenne.

Pour le cas submergé, des mesures expérimentales fines sont prévues dans les études actuelles. En terme de débitance, le modèle est pertinent (?) même si des mesures de vitesses devraient venir confirmer cette observation (Fig. ??). Les travaux réalisés sur le petit canal ont permis de caler le modèle de turbulence tout en étant complété par des expériences de la littérature sur des végétations rigides. Les calages du modèle ont

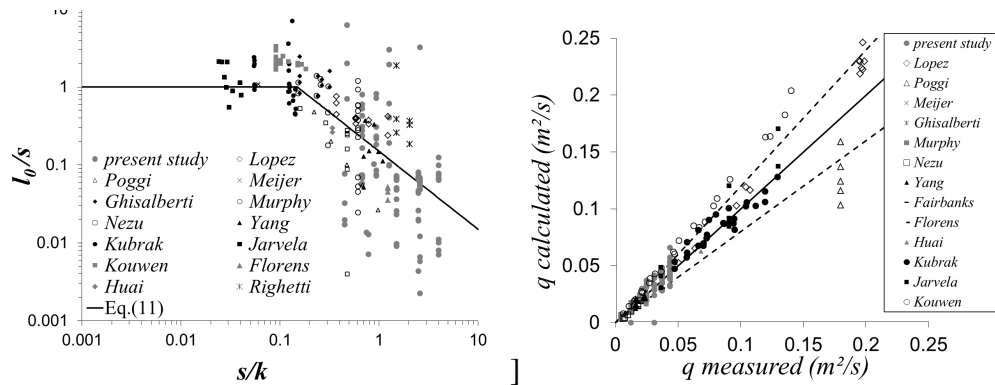


FIGURE 4.24 – Echelle turbulente de longueur obtenue par comparaison des débits expérimentaux et modélisés (gauche). Comparaison des débits par unité de largeur calculés et mesurés (droite). Les lignes pointillées représentent une erreur de 20%.  $R^2=0.93$ . Données issues de ????????????????

consisté à chercher quelle longueur de mélange permet de simuler les débits mesurés à hauteur donnée. Cette longueur de mélange a ensuite été mis en relation avec les échelles géométriques afin d’avoir un modèle prédictif.

Il est apparu que les échelles de longueurs pertinentes étaient soit la distance entre les plots  $s$  ce qui est généralement utilisé pour des végétations rigides, soit la hauteur des rugosités  $k$  pour les passes (Fig. ??). Les paramètres expliquant ce changement sont les rapports  $s/D$  et  $h/D$ . Une relation pertinente pour décrire l’évolution de  $l_0$  est la suivante :

$$l_0 = \min(s, 0.15k) \tag{4.16}$$

Cette relation appliquée aux mesures de la littérature donne une estimation des débits avec un écart inférieur à 15 % (écart-type).

La figure ?? permet de voir effectivement que les rapports  $s/D$  et  $h/D$  peuvent expliquer des comportements différents. Pour une même concentration  $C$ , la couche supérieure aura un influence jusqu’au fond si  $h/D$  est petit alors que pour les cas classique de végétation ( $h/D$  grand), la hauteur  $k$  est plus significative. Cette différence explique aussi la nécessité d’avoir mené des études complémentaires pour les configurations "passes à macro-rugosité".

Le calcul de la résistance hydraulique équivalente permet de décrire une zone avec macro-rugosité par un coefficient de Strickler équivalent. Cette méthode a été mise en oeuvre pour dimensionner une passe avec des plots sur une largeur réduite dans le cas de 2 seuils sur le Cher.



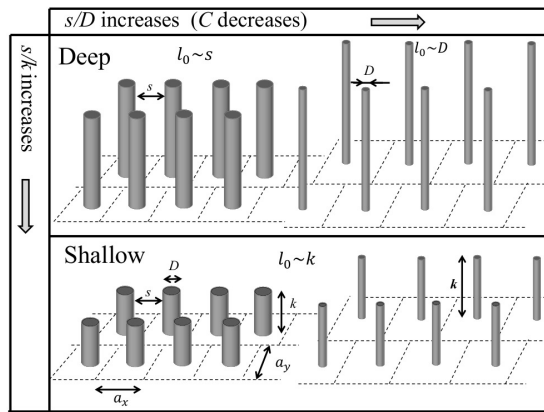


FIGURE 4.25 – Définition des échelles de longueurs dans le cas d’arrangement de blocs.

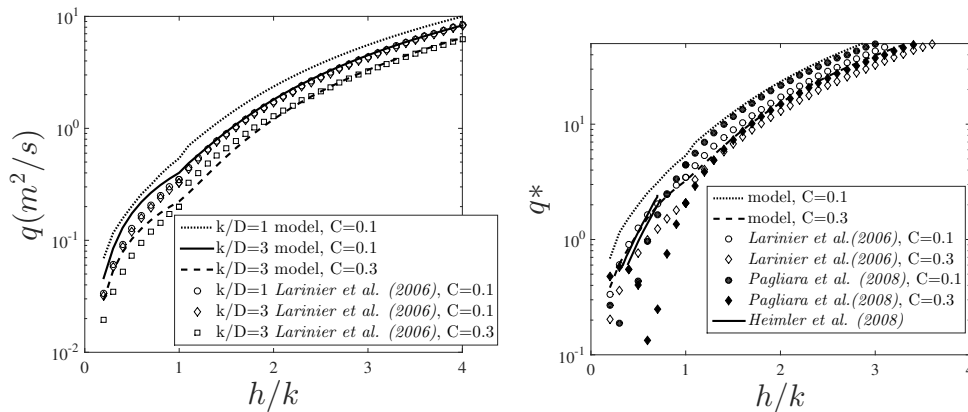


FIGURE 4.26 – Comparaison de lois de frottement fournies par le modèle PAP et celles obtenues expérimentalement ??? avec  $k/D = 1$ . Calcul pour une passe à taille réelle ( $S = 0.05$ ,  $D = 0.4$  m,  $k_s = 0.1$  m,  $C_{d0} = 1$ ).

## 4.2.5 Champ de vitesse

### Acoustic Doppler Velocimetry

En parallèle des mesures de hauteurs, une cartographie des champs de vitesse a été réalisée à la fois pour confirmer la description de l’écoulement vue ci-dessus (contraction, zone de repos) mais aussi pour obtenir un jeu de données de validation des simulations numériques. Les expériences ont été menées dans le canal expérimental de 1 mètre de large (canal vert) avec une concentration de 16 %. Une table à déplacement 3 axes permet la mesure automatique sur tous les points présentés sur la figure ???. Le temps d’acquisition est de 3 minutes à une fréquence de 50 Hz.

Les champs de vitesse sur la figure ??? permettent de voir que l’écoulement est plus

Exp	shape	$C$ (%)	Slope ( $S$ ) ( $l.s^{-1}$ )	$Q$	bed (mm)	$h$ ( $m.s^{-1}$ )	$V_g$	$Fr$
EV1		16	1	20	rough	99	0.34	0.34
EV2		16	2	40	smooth	124	0.54	0.48
EV3		16	3	50	smooth	129	0.65	0.58
EV4		16	5	50	rough	110	0.76	0.73
EV5		16	5	50	smooth	100	0.83	0.83
EV6		16	3	50	smooth	150	0.45	0.37
EV7		16	4	50	smooth	137	0.49	0.42
EV8		16	5	50	smooth	146	0.57	0.48

TABLE 4.2 – Conditions hydrauliques pour les mesures ADV.

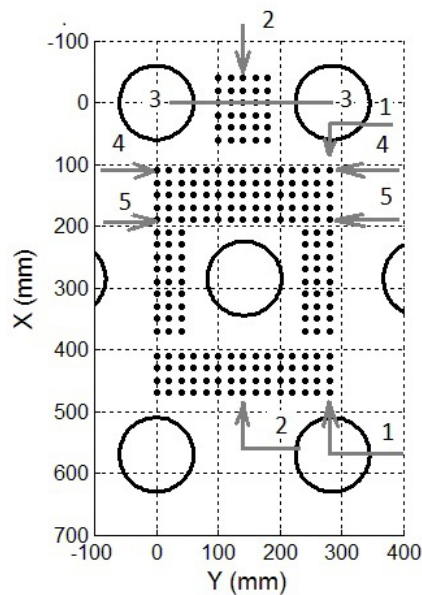


FIGURE 4.27 – Position des points de mesures ADV et des sections pour le tracé des résultats.

fortement contracté latéralement pour les obstacles carrés que cylindriques. Cela s'explique par le détachement de l'écoulement sur les arêtes de la face avant. La zone de repos est plus longue (dans le sens longitudinal) pour les carrés comme observé pour les profils longitudinaux (Fig. ??). Cette zone est aussi plus large avec les plots carrés puisque le jet est contracté entre les plots. La majorité du débit passe alors sur une largeur assez réduite et proche des arêtes de la face avant (Fig. ??). Il faut se rappeler que les champs de vitesse mesurés dans la zone de repos ne reproduisent pas forcément l'écoulement observé en surface.

Pour toutes les configurations (Fig. ??), la zone de repos varie peu avec le nombre de Froude pour les vitesses adimensionnalisées, mais peut être différente pour un poisson

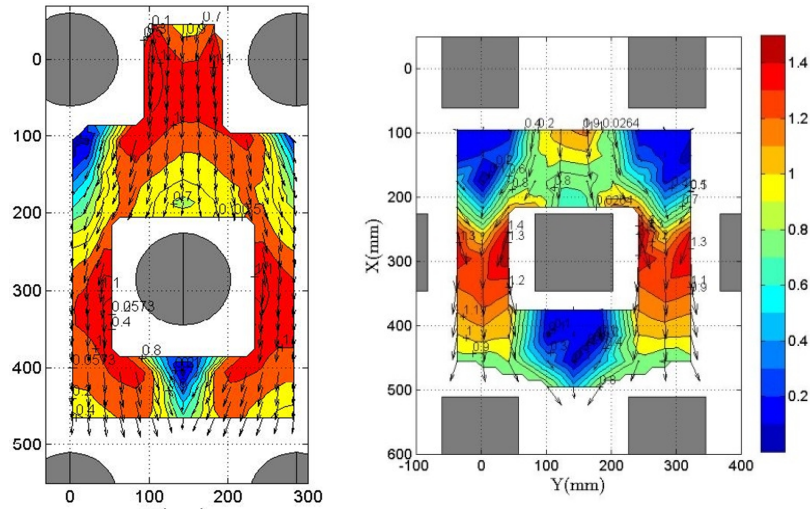


FIGURE 4.28 – Champs de vitesse mesurées pour les expériences EV3 et EV6

sensible aux vitesses absolues. Le fait que la cartographie soit assez stable pour différents  $Fr$  s'explique par la contrainte exercée par la présence des obstacles qui imposent l'espace ou le débit peut passer.

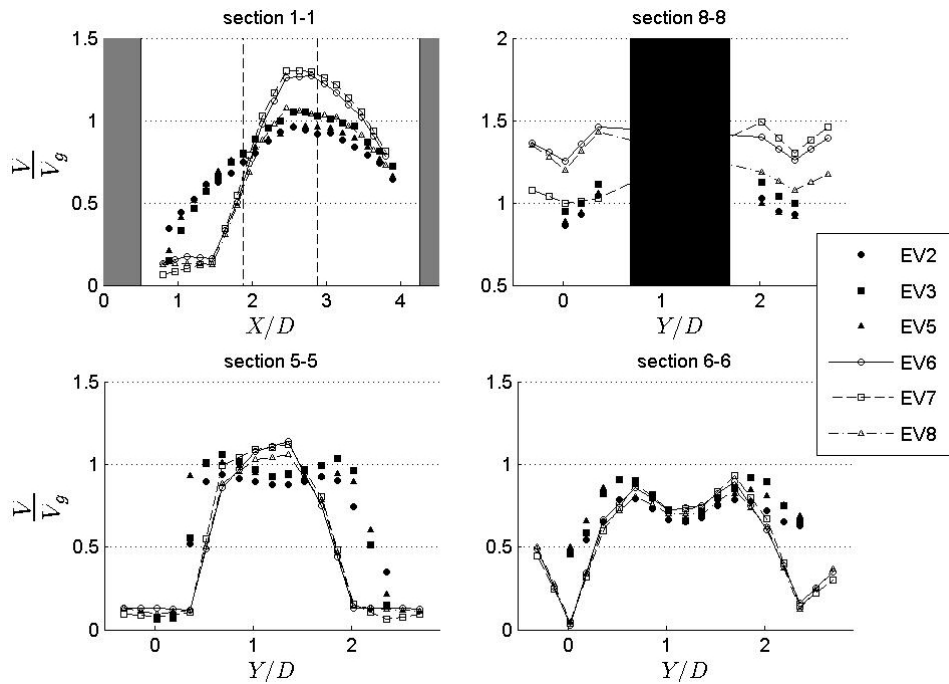


FIGURE 4.29 – Profil de vitesses ADV selon 4 sections pour des plots cylindriques (symboles pleins) et carrés (symboles vides).

La distribution horizontale des vitesses, sur la figure ??, confirme les observations faites à partir de ?. Les vitesses maximales se trouvent près des plots, légèrement à l'aval de la section minimale entre deux plots. Cette zone correspond à un écoulement qui plonge directement vers la zone de repos. La forte contraction verticale semble donc provoquer une forte accélération. Pour les plots cylindriques, les vitesses sont tout de même uniformes transversalement avec des variations de +/- 20% si les zones de faibles vitesses derrière le plot sont prises en compte.

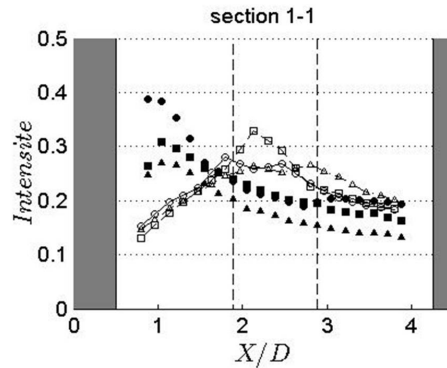


FIGURE 4.30 – Profil d'intensités turbulentes sur l'axe central pour des plots cylindriques (symboles pleins) et carrés (symboles vides)

Pour quantifier la turbulence, l'intensité turbulente  $I = 2/3k^2/V_g^2$  est retenue même si les connaissances sur l'influence de ce paramètre sur la franchissabilité sont encore peu développées (?). Pourtant, la pratique des passes à poissons à fentes verticales a montré que des taux de dissipation (et donc de  $k$ ) trop importants étaient pénalisant pour la franchissabilité (??). Il faut donc a minima pouvoir quantifier cette grandeur hydrodynamique en fonction des conditions géométriques.

Pour les blocs cylindriques, l'intensité turbulente est principalement localisée à l'aval de la zone de repos où les jets, venant de chaque côté du bloc, se rejoignent (Fig. ??). Ce comportement est pénalisant pour le repos du poisson car les échelles de longueur de la turbulence peuvent être du même ordre de grandeur que la taille du poisson et ainsi gêner son déplacement. Pour les plots carrés,  $I$  est maximale sur toute la longueur du jet et relativement plus faible dans la zone de repos. Les profils sur les sections (1-1), (5-5), (6-6) et (8-8), montrent deux comportements très différents à l'aval de bloc en fonction de la forme des blocs. La zone de repos est moins « turbulente » pour les plots carrés que pour les cylindres. La contraction latérale tend à faire passer le débit dans une zone centrale du jet ce qui limite l'interaction entre le jet et la zone de repos comme le montrent les mesures de vitesses. Cette observation indique que les plots carrés semblent plus propices pour le repos. Cependant, nous devons confirmer cette hypothèse en prenant en compte les autres critères car pour un même nombre de Froude, la vitesse maximum peut être plus importante avec les plots carrés.

### Particle Tracking Velocimetry

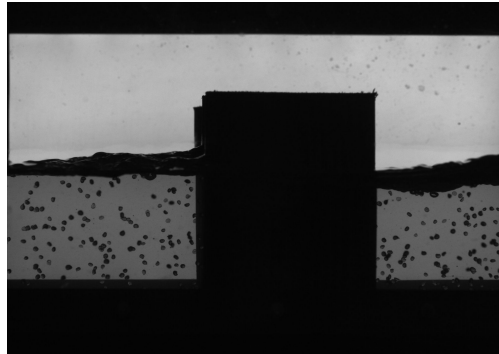


FIGURE 4.31 – Images par ombroscopie d'un écoulement à 3 % de pente et  $Q=50$  l/s.

Afin de mieux comprendre la structure de l'écoulement, en particulier dans la zone de sillage, de mesure de PTV sont faites avec une caméra rapide (700 Hz) et par ombroscopie avec des particules de relativement grandes tailles mais de formes hétérogènes ce qui permet une bonne détection automatique (Fig. ??).

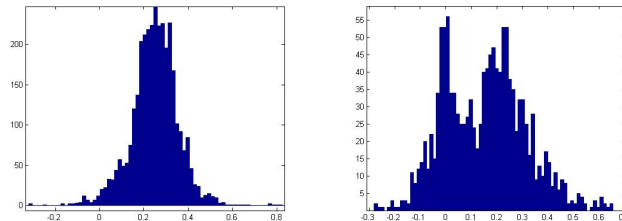


FIGURE 4.32 – Histogramme des vitesses détectées en amont du plot (gauche) et dans la zone de sillage (droite)

Cet écoulement est a priori peu favorable à la technique car il est non uniforme dans le sens transversal dans la zone de sillage. Cependant les histogrammes de détection des billes font apparaître une nette différenciation entre les billes dans le sillage ( $v < 0.5V_g$ ) et celle dans le jet ( $v > 0.5V_g$ ) (Fig. ??). Cette séparation permet de tracer les profils de vitesses intégrées latéralement par zones (jet ou repos) (Fig. ??). La figure ?? confirme les observations ADV à savoir un profil de vitesse normalisé qui varie peu avec  $Fr$ , des vitesses de l'ordre de  $0.2 V_g$  dans la zone de repos et des intensités turbulentes (ici sans la composante transversale) entre 15 et 25 % dans la zone de repos. On peut noter que pour des  $Fr$  grands la vitesse entre plot peut être plus faible que  $V_g$ , cela vient du fait que  $V_g$  est calculé pour une hauteur moyenne  $h$  alors que l'on observe expérimentalement que le nombre de Froude fait varier le profil de la surface libre entre les plots (jet).

Pour les mêmes raisons, les profils verticaux de vitesses dans le jet (toujours moyennés transversalement) (??) montrent des mesures légèrement sous-estimées par rapport à la valeur théorique. Cependant on peut tout de même noter que l'hypothèse de vitesses verticales uniformes est vérifiée dans cette zone de l'écoulement.

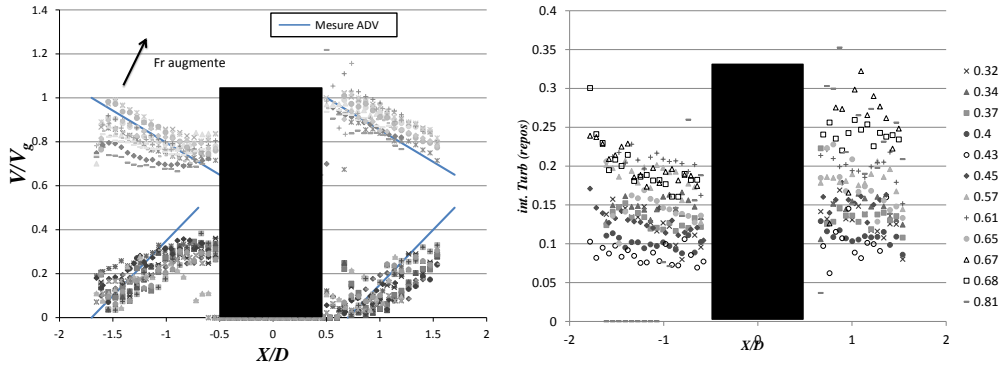


FIGURE 4.33 – Profils longitudinaux des vitesses (gauche) et d'intensité turbulente (droite) obtenue par PTV. Les vitesses supérieures à  $0.5 V_g$  correspondent aux mesures dans le jet et celles en dessous aux mesures dans la zone de repos. Les lignes bleues sont l'approximation linéaire des mesures ADV.

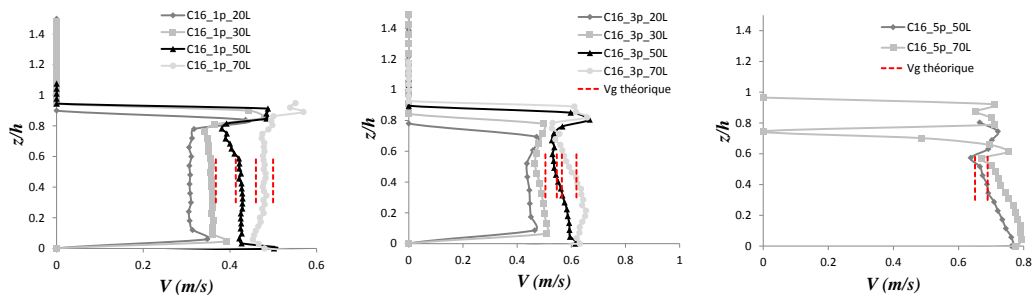


FIGURE 4.34 – Profil verticaux de vitesses moyennées transversalement et longitudinalement obtenues par PTV.

Ces mesures PTV donnent aussi des informations qualitatives sur la structure de l'écoulement dans la zone de sillage. Le suivi de certaines particules individuellement a servi à vérifier la pertinence des modèles numériques. Le traitement des données moyennes, bien que qualitatives, montre un changement de structure du sillage avec le passage d'un sillage assez uniforme verticalement pour des faibles  $Fr$  à l'apparition d'une structure supérieure et une inférieure quand le nombre de Froude augmente (Fig. ??). Cependant, la confrontation de tous les résultats indique qu'indépendamment de  $Fr$  la valeur de  $h/D$  conditionne l'apparition de ces structures. Ces observations

semblent cohérentes avec les considérations physiques qui ont mené à la prise en compte des fonctions correctrices de  $C_d$ .

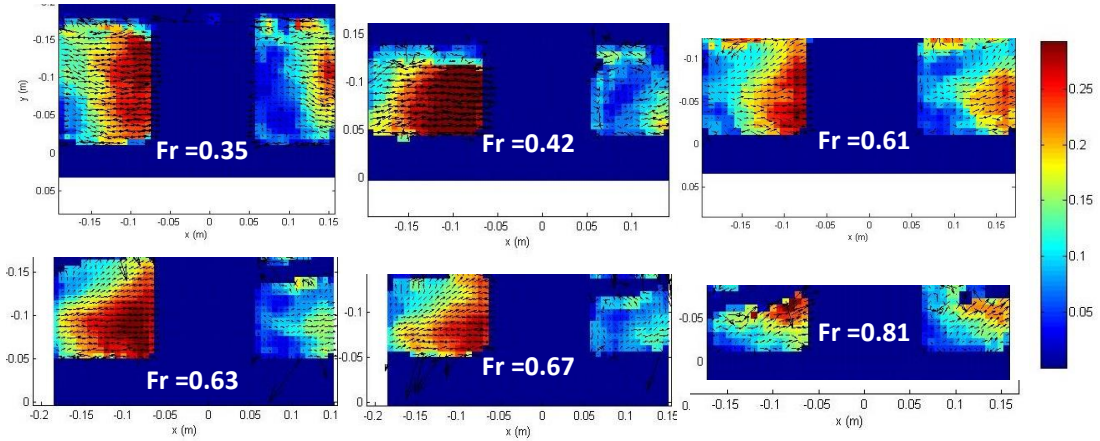


FIGURE 4.35 – Champs de vitesses PTV obtenus avec  $V < 0.5 V_g$  pour visualiser les zones de repos en fonction du nombre de Froude.

#### 4.2.6 Modélisation 2D Saint Venant

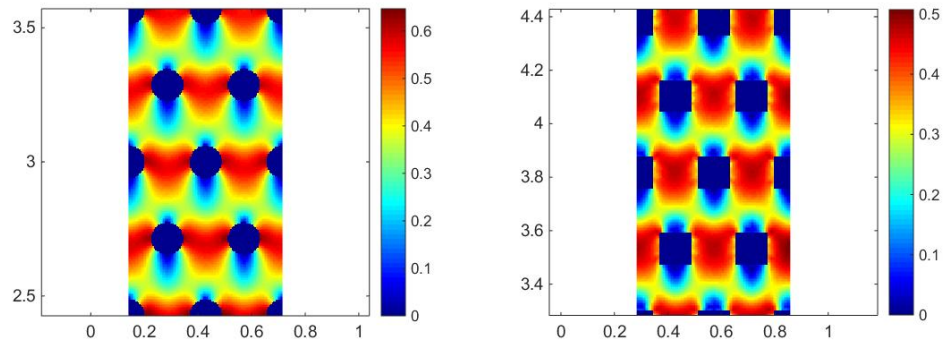


FIGURE 4.36 – Champs de vitesses obtenus par modélisation 2D pour les cas EV3 et EV7.

Les modélisations 2D Saint Venant sont effectuées avec le logiciel Telemac 2D. Elles ont été réalisées pour 5 concentrations (6, 8, 13, 17 et 23%), pour 9 débits (de 10 l/s à 90 l/s), pour 9 pentes (de 1% à 9%) et pour 3 rugosités de fond ( $K=10, 30$  et  $60$ ), soit un total de plus de 900 configurations. D'un point de vue qualitatif, on retrouve des champs de vitesses proches de ceux mesurés avec des zones de vitesses maximales

équivalentes, une contraction plus grande dans le cas carré que rond et des sillages ayant des tailles comparables (Fig. ??). D'ailleurs ces simulations ont permis de reproduire les relations hauteur-débit avec une précision de 10 à 20% (Fig. ??). Cependant l'écart semble augmenter de façon régulière avec le nombre de Froude. C'est pourquoi une étude plus poussée a été faite pour bien définir les conditions de validité. La validité est d'abord analysée à partir de l'évolution du  $C_d$ , bien décrite dans les expériences. Des simulations supplémentaires avec des concentrations de 6% et 8% ont été faites pour bien vérifier l'influence de la concentration.

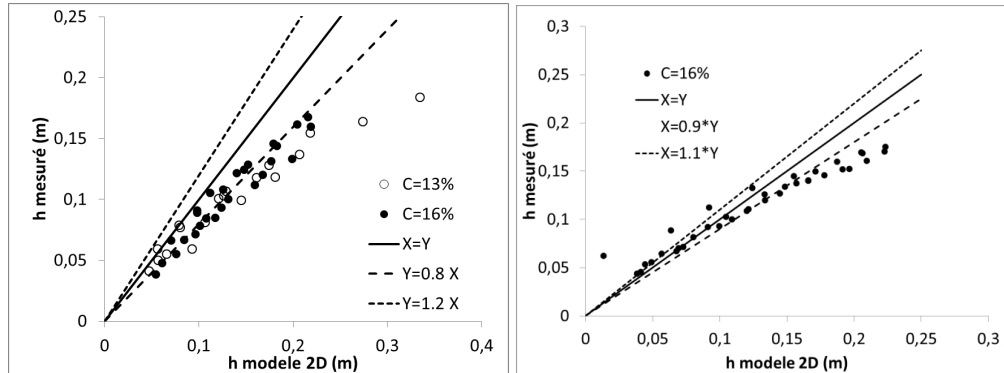


FIGURE 4.37 – Comparaison des hauteurs moyennes obtenues sur les expériences et par modélisation 2D pour les plots cylindriques (droite) et carré (gauche).

La fonction correctrice  $f_{h_*}(h_*)$  trouvée expérimentalement est égale à 1 dans les simulations numériques. Cela est dû au fait que l'influence du fond fait intervenir des écoulements verticaux qui ne sont pas pris en compte dans Telemac 2D où la pression reste hydrostatique. L'influence de la concentration sur  $C_d$  est beaucoup plus limitée qu'expérimentalement, cela correspond à des sillages qui ne sont pas bien simulés. Finalement, l'évolution des  $C_d$  calculée est proche des mesures uniquement pour l'évolution en fonction de  $Fr$  c'est-à-dire pour la prise en compte des variations de vitesses autour des plots (Fig. ??). Pour les plots cylindriques, la limite de validité semble correspondre à  $Fr = 0.7$  soit l'apparition d'une zone supercritique localement. Pour le plot carré, l'écart semble plus important mais les valeurs expérimentales n'ont été obtenues que pour dans une gamme de  $Fr$  compris entre 0.25 et 0.9. Or pour des nombres de Froude plus faibles, il est possible que la contraction latérale change et ainsi modifie la relation expérimentale.

La comparaison des profils de vitesses (Fig. ??) confirme que pour les plots ronds, la modélisation 2D est valide même si un écart apparaît au passage entre blocs pour  $Fr > 0.7$ . Comme attendu au vu des résultats précédents, la modélisation 2D ne décrit pas bien le profil transversal dans la zone de sillage même si les ordres de grandeurs sont respectés. Par contre pour les plots carrés, le modèle sous estime clairement les vitesses maximales ce qui rend la modélisation peut propice au dimensionnement. En



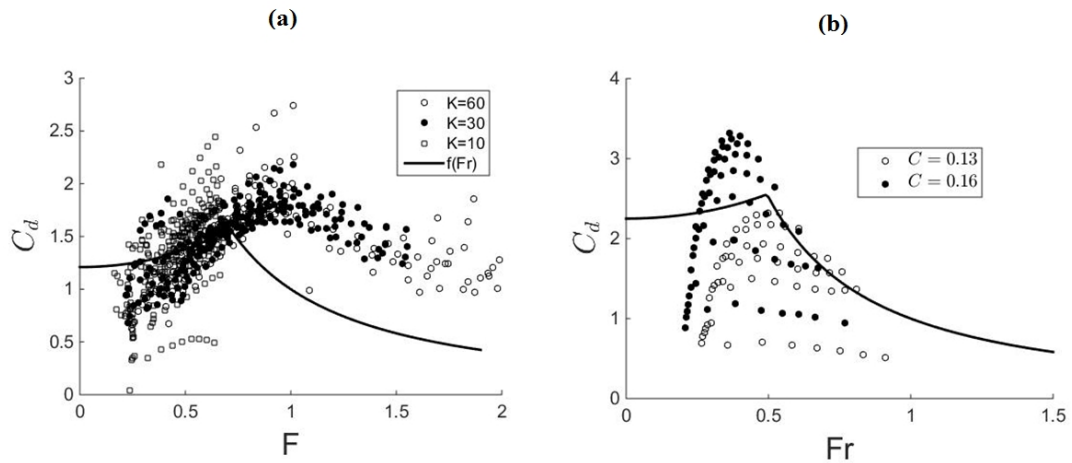


FIGURE 4.38 – Evolution des coefficients de traînée obtenue par modélisation 2D pour les plots cylindriques (gauche) et carrés (droite). Comparaison aux corrélations expérimentales issues des expériences en laboratoire.

conclusion de cette partie, on peut dire que la modélisation 2D reste pertinente pour des plots ronds et  $Fr < 0.7$  (ce qui correspond à une grande partie des écoulements dans les passes actuelles). Par contre, une étude approfondie est nécessaire pour les formes carrés qui semblent intéressantes au vu des grandes zones de repos.

#### 4.2.7 Modélisation CFD

Pour améliorer les calculs d'écoulement et pallier les inconvénients des modélisations 2D, un calcul CFD a été mis en oeuvre. Les objectifs ne sont pas de faire le dimensionnement au vu des temps de calculs, mais dans un premier temps il a été répondu aux questions suivantes :

- La CFD permet-elle de prédire l'hydrodynamique importante pour le lien avec les poissons, en particulier les instationnarités ?
- Quel est la taille de maille minimale et le modèle de turbulence adéquat pour une précision compatible avec la biologie ?
- Est ce qu'un calcul périodique qui diminue les temps de calcul peut être réalisé avec un modèle VOF ?

La réalisation des objectifs nécessite des données de validation. Aussi, les simulations se basent sur les mêmes géométries que les mesures de vitesses exposées auparavant. La concentration est donc de 16 % avec des diamètres de 0.12 m et la largeur complète du canal est prise en compte (1 m). Deux maillages sont réalisés avec un rapport de 1 :2 (Fig. ?? ) mais qui donnent des temps de calculs multipliés par 20 alors que le maillage raffiné ne prend en compte que 4 rangées de plots (8 rangées pour le

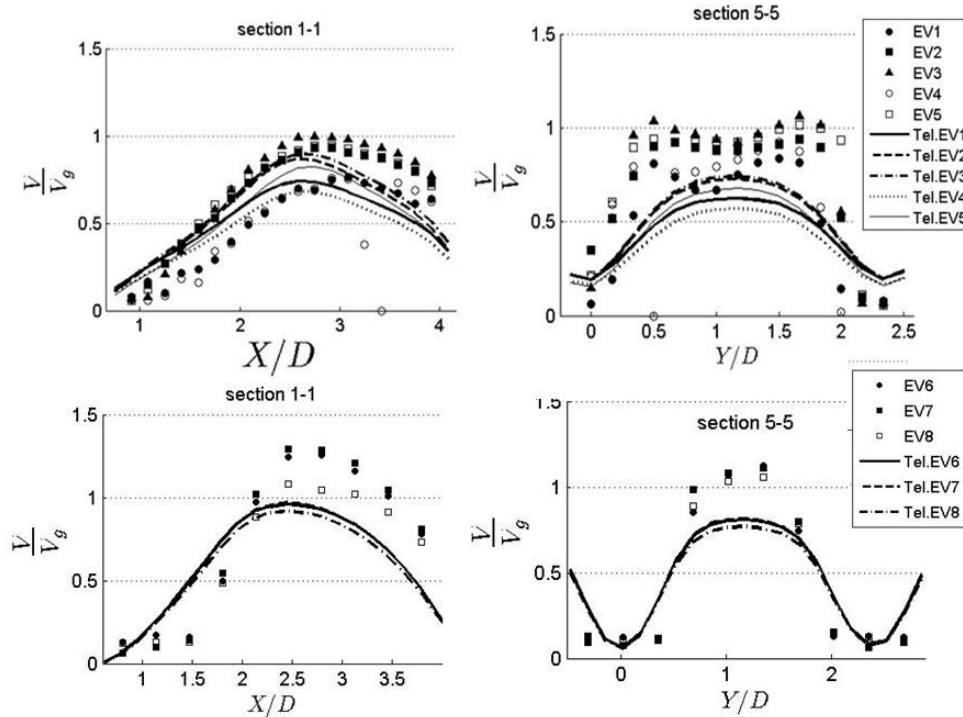


FIGURE 4.39 – Comparaison de profils de vitesse mesurées (ADV) et simulés (modélisation 2D).

maillage le moins raffiné). Dans toutes les simulations, des lois de parois sont utilisées pour éviter de trop raffiner le maillage près des parois.

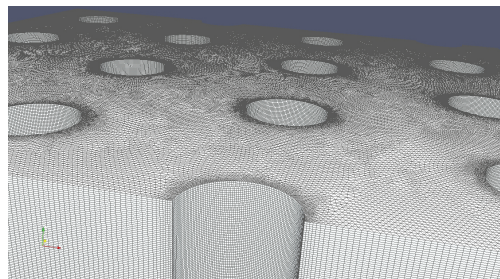


FIGURE 4.40 – Vue du maillage fin.

L'originalité du calcul qui tient à ce type d'ouvrage, vient d'un calcul périodique. D'un point de vue hydraulique cela signifie que l'on se place en régime uniforme où la dissipation d'énergie est compensée par l'apport d'énergie dû à la gravité. D'un point de vue numérique, cela a conduit à modifier légèrement l'expression des conditions aux limites pour le modèle VOF. Les grandeurs en sortie du domaine sont imposées

#### 4. Continuité écologique : dimensionnement des ouvrages

	mesh1 (coarse)	mesh2 (fine)
2D model dimensions	2.57 m x 1 m	1.25 m x 1 m
maximum cell size	10 mm	5 mm
local cell size	4 mm	2 mm
number of vertical cells	50	75
cells height	4 mm	2 mm
model elevation	0.20 m	0.15 m
total number of 3D prismatic cells	4 300 000	8 600 000
time step (s)	$2 \cdot 10^{-3}$	$2.5 \cdot 10^{-4}$
CPU time (hour) to simulate 1 s	9	175

TABLE 4.3 – Caractéristiques du maillage.

à l'entrée. Les conditions aux limites sont alors données par le volume d'eau initial dans le domaine. L'écoulement se met alors en place progressivement sous l'effet de la gravité et une solution stationnaire (au sens de la moyenne temporelle) est atteinte après 5 secondes de temps physique.

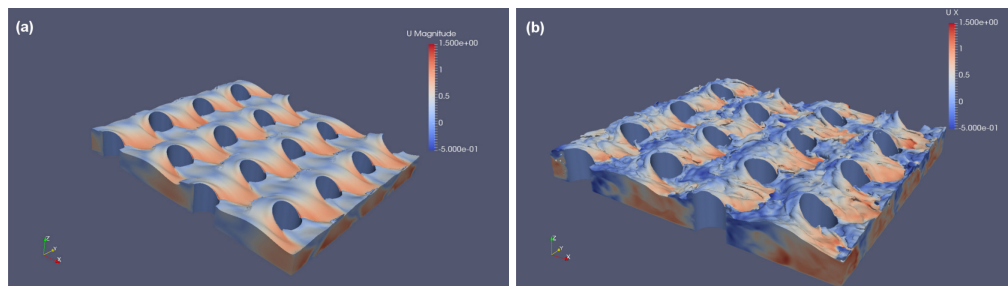


FIGURE 4.41 – Aspect de la surface libre instantanée - KOM2 (a) vs LES (b)- colorée par la norme de la vitesse.

La visualisation de la surface libre (Fig. ??) et de la vitesse instantanée (Fig. ??) indique un écoulement proche des observations expérimentales quels que soit le modèle : maximum de vitesses proches des plots, zone de faible vitesse de l'ordre de  $D$ . Par contre, le modèle LES fournit des fluctuations spatiales à des échelles plus petites, ce qui est cohérent avec le principe même de la méthode. La même remarque peut être faite sur les champs de vitesses par plans (Fig. ??). On peut aussi remarquer que même pour le maillage large des instationnarités de sillage apparaissent alors qu'elles ne sont

pas présentes en simulation 2D.

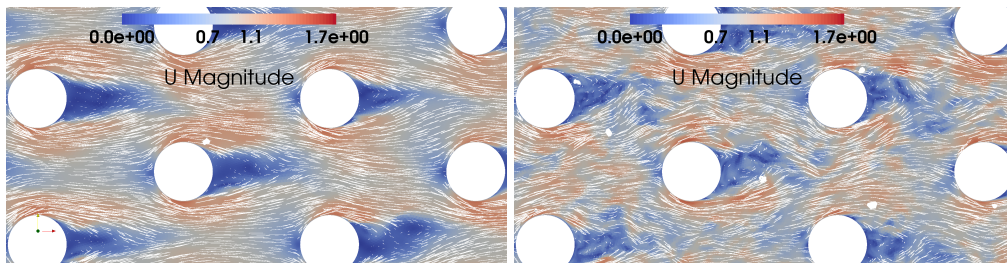


FIGURE 4.42 – carte des vecteurs vitesses à  $Z/D = 0.4$  (haut) et  $Z/D = 0.7$  (bas) -gauche KOM maillage large - droite LES, maillage fin.

Une validation complète des simulations est faite à partir des mesures ADV. La figure ?? permet de tirer les conclusions suivantes :

- Pour les 3 composantes de vitesses, la CFD reproduit très bien l'hydrodynamique moyenne pour les deux modèles de turbulence.
- Un écart significatif est observé uniquement dans la zone de repos pour un maillage large (indépendamment du modèle).
- L'intérêt de la LES apparaît dans le calcul de la turbulence dans la zone de repos alors que les autres modèles sous-estiment la valeur de  $k$ .

Pour bien appréhender l'intérêt de la CFD, sa capacité à reproduire les phénomènes instationnaires est analysée en traçant les spectres de fluctuations de vitesses transversales dans le sillage. A partir de méthode issues de l'étude de sillage dans l'air (périodogramme) on obtient des pics de fréquence en fonction du nombre de Strouhal ( $St = UD/f$ ) basé sur la vitesse débitante et la fréquence  $f$ . Ces pics observables pour les 3 simulations sont la signature des allées de Von Karmann à des nombres de Strouhal de l'ordre de 0.2. Cette valeur proche de celle trouvée pour des cylindres infinis laisse penser que le bon phénomène physique est reproduit. Néanmoins les 3 simulations présentent des différences. En particulier avec le maillage grossier, un seul pic est observé. L'analyse des spectres de  $k$  montre que toutes les fluctuations aux longueurs d'ondes plus faibles que la taille de mailles ne sont pas simulées. Ceci est cohérent avec le modèle  $k - \omega$  SST qui n'est pas fait pour être un modèle de sous maille. Le fait que le modèle  $k - \omega$  SST reproduise les fluctuations semble plutôt venir de la petite taille de maille plutôt que du modèle. Notons que même pour ce maillage large, nous sommes raffinés par rapport aux études CFD menées sur les ouvrages. Ainsi lorsque le maillage est raffiné, il devient possible de calculer des structures plus complexes et on voit apparaître un deuxième pic provenant peut être de tourbillons à axe vertical (cf. visu PTV).

L'objectif de la CFD étant de pouvoir avoir un outil pour l'extrapolation à grande échelle, un calcul supplémentaire est fait pour le modèle LES mais en multipliant les dimensions géométriques par 4 afin d'avoir un plot de 48 cm de diamètre. La similitude

#### 4. Continuité écologique : dimensionnement des ouvrages

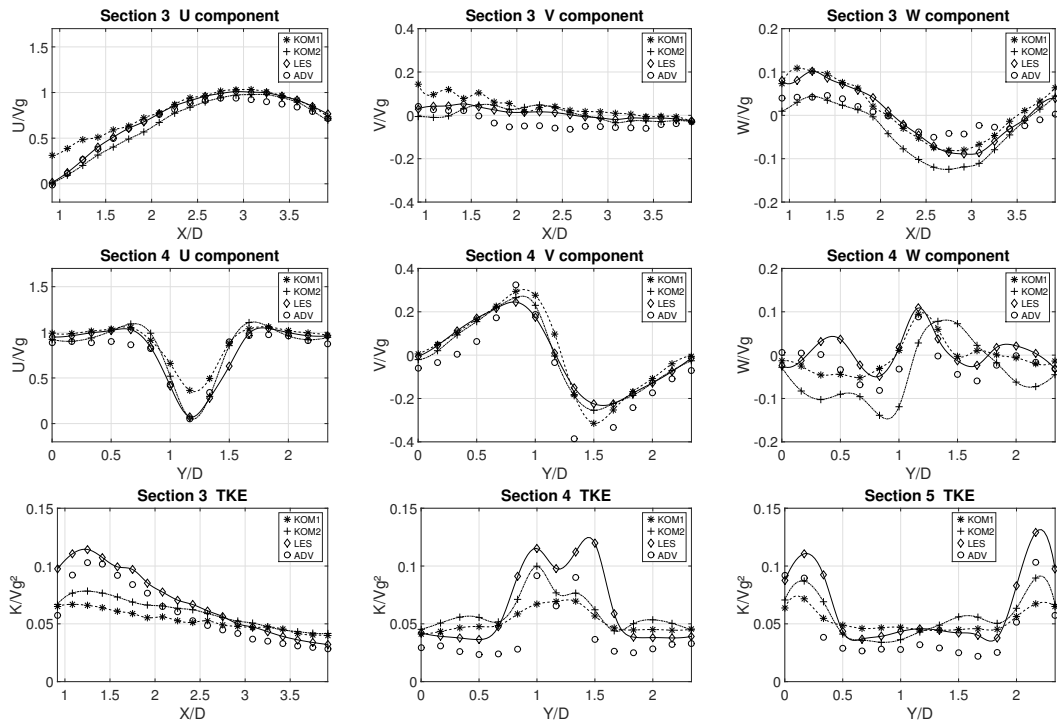


FIGURE 4.43 – U-V-W composantes de la vitesse sur les sections S3 et S4 et énergie cinétique sur les sections 3,4 et 5

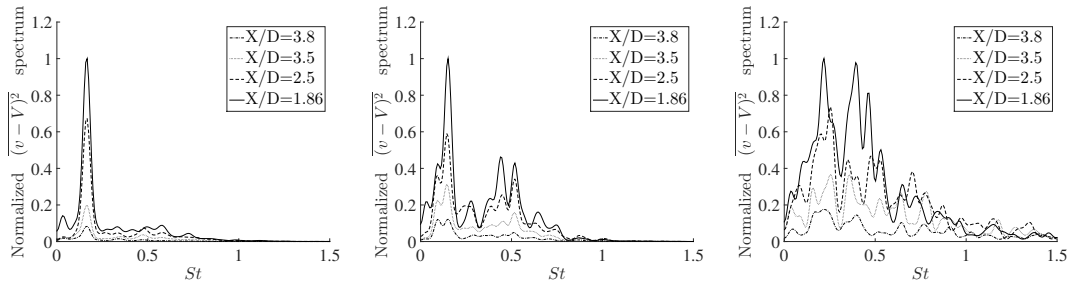


FIGURE 4.44 – Spectres des fluctuations transversales de vitesses à la section S3 pour plusieurs X/D -gauche KOM, maillage large -centre KOM, maillage fin -droite LES, maillage fin.

en vitesse est quasi parfaite et on peut aussi voir que les spectres de fluctuations sont aussi très similaires en terme de fréquences prédominantes. Ce calcul a aussi permis de se rendre compte que même si les vitesses dans la zone de repos sont faibles, il apparait des vitesses latérales supérieures à 1 m/s qui peuvent être gênantes pour les poissons (Fig. ??). L'étape suivante (et en cours) est de faire une étude similaire sur les plots carrés.

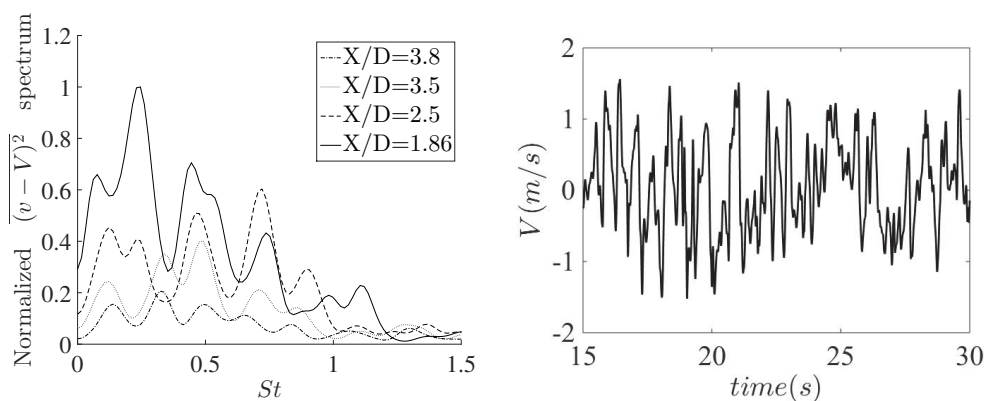


FIGURE 4.45 – Spectres pour une passe taille réelle avec un modèle LES (gauche) et fluctuations instantanées de vitesse dans la zone de repos (droite).

### 4.3 Application au dimensionnement de passes

Lorsque l'influence des paramètres géométriques sur l'écoulement est connue, une méthodologie de dimensionnement peut être mise en place (Fig.

Il semble pertinent de commencer par des concentrations de 13 % et des plots ronds. En effet, le modèle "passes à poissons" (PAP) montre que la vitesse ne baisse plus au delà de cette concentration car l'obstruction frontale conduit à accélérer le fluide autant que la dissipation le ralentit (à hauteur d'eau fixée) (Fig. ??). Le choix d'un pendage latéral conduit à considérer la même procédure de dimensionnement pour des hauteurs différentes (Fig. ??). Ainsi pour chaque hauteur les relations hauteur débit en régime émergent ou submergé sont utilisées. Si le calcul conduit à des vitesses maximales trop fortes pour l'espèce cible, on modifie la géométrie. Finalement, on intègre le débit sur la largeur pour s'assurer d'une attractivité suffisante. Ce processus a été intégré dans un outil de dimensionnement Cassiopée2 écrit en script Matlab. Une version améliorée est en cours de développement.

La validation de la méthode est obtenue par la mesure de vitesse sur deux passes réelles (Malhaute et Tabarka, figure ??) et par comparaison à d'autres formules empiriques pour les cas submergés. Sur les passes réelles, une vitesse à  $0,7 * h$  est mesurée à l'aide d'un courantomètre entre les blocs.

La figure ?? indique que pour l'ensemble des espaces inter blocs, le modèle et le guide technique ONEMA (?) permettent de bien connaître la vitesse entre blocs à condition de prendre comme hauteur d'eau la hauteur au-dessus des rugosités de fond ( $h - k_s$ ). Cela est normal car ces lois ont été calées sur des expériences où la hauteur d'eau était bien celle au-dessus du fond rugueux.

Les travaux actuels consistent d'une part à vérifier que pour des écoulement non uniformes (entrée ou sortie) des approches similaires peuvent être adaptées. D'autre

#### 4. Continuité écologique : dimensionnement des ouvrages

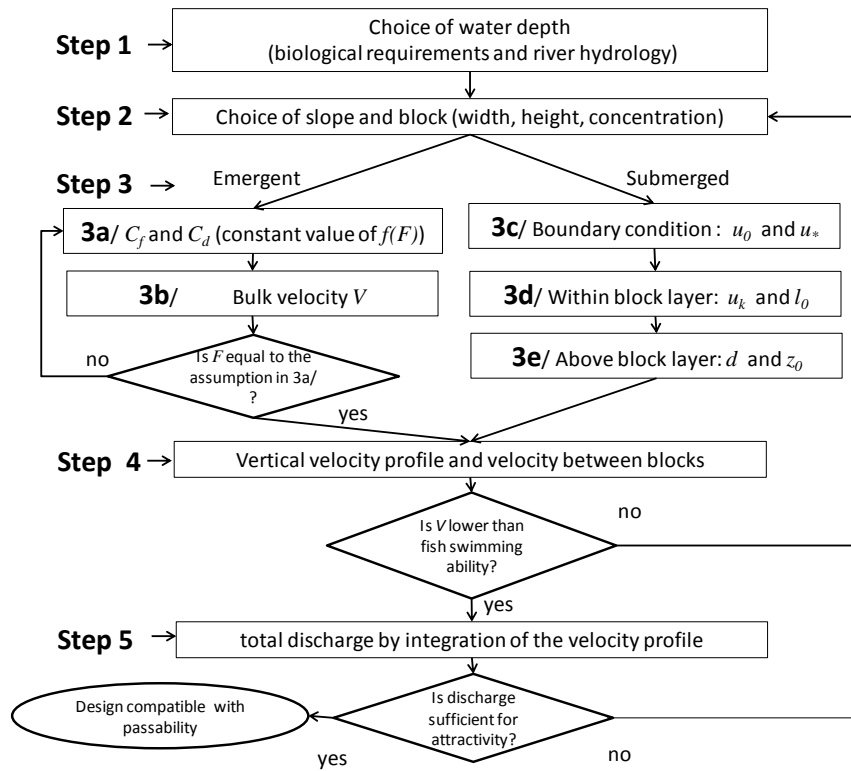


FIGURE 4.46 – Schéma de principe de la méthode de dimensionnement des passes en enrochements.

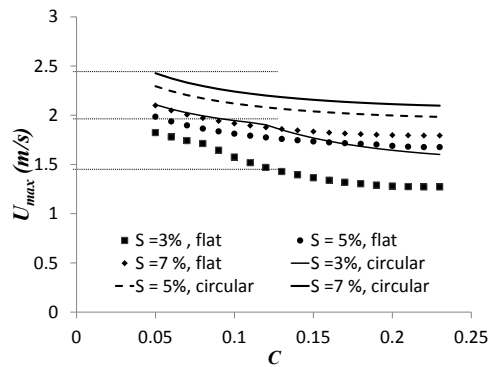


FIGURE 4.47 – Vitesse maximale obtenue en fonction de la concentration et de la forme des blocs. Les lignes horizontales représentent les limites théoriques de grande famille de poissons.



### 4.3. Application au dimensionnement de passes



FIGURE 4.48 – Photographies des passes de validation hors d'eau (rugosité de fond de Tabarka et plots à Malhause).

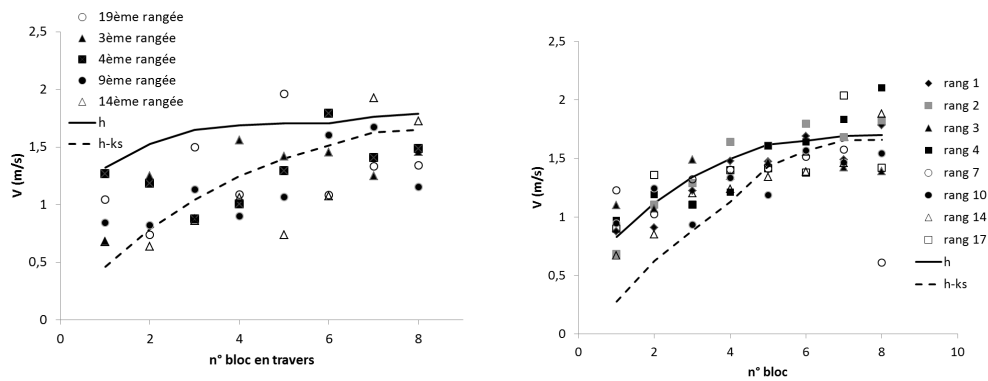


FIGURE 4.49 – Comparaison des vitesses calculées en fonction de la hauteur d'eau de référence pour la passe de Tabarka (gauche) et de Malhause (droite).

part, des essais biologiques avec des poissons vivants sont conduits pour s'assurer la franchissabilité des rampes en enrochements.





# Chapitre 5

## Le frottement en modélisation grande échelle

### 5.1 Fond à macro-rugosité

#### 5.1.1 Contexte, objectifs et méthodes

Les travaux précédents sur la résistance hydraulique d'arrangement d'obstacles submergés a conduit à s'intéresser à la prise en compte de ce type de fond en modélisation hydraulique (*i.e* Saint Venant). De nombreuses études (?) questionnent actuellement la pertinence de la loi de Manning pour des configurations particulières qui sont très présentes comme indiqué dans la partie introductive.

Pour pouvoir être applicable à des outils opérationnels, l'étude devra vérifier les points suivants :

- Les lois de frottement doivent gérer la transition entre obstacle émergents et submergés.
- Les lois proposées doivent pouvoir prendre en compte les différentes formes d'obstacle.
- Elles doivent donner des résultats équivalents à ceux déjà validés pour des configurations particulières (lits de graviers ou de sables).
- Elles doivent être analytiques.

Ces points sont analysés et discutés dans les parties suivantes.

Cette partie s'appuie principalement sur les résultats expérimentaux fournis par l'étude des passes à macro-rugosités. Néanmoins des expériences supplémentaires ont été menées pour préciser les cas où la hauteur d'eau devenait grande devant la taille des macro-rugosités mais aussi pour obtenir des champs de vitesse. La métrologie s'appuie sur la méthode PTV décrite dans le premier chapitre. Les configurations de fond sont celles définies sur la figure ??.

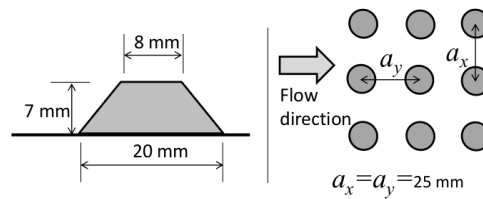


FIGURE 5.1 – Dimension et positionnement des macro-rugosités de fond.

### 5.1.2 Transition émergent/submergé

Le passage entre un écoulement où les macro rugosités sont émergentes à la situation où elles sont complètement sous l'eau est typique des fonds dans les études d'inondations à cause de la mise en eau progressive. Or dans les lits majeurs où les données de calage sont rarement présentes, il est important de pouvoir estimer a priori le frottement. Etant donné que lors de cette transition l'écoulement change fortement de nature, il existe encore peu des modèles simples et continus pour décrire la résistance hydraulique. Par changement de nature, on désigne des phénomènes observés dans les études précédentes ou la littérature : réductions des instationnarités de sillages, augmentation de la vitesse entre obstacles, diminution des déformations de la surface libre, etc...

Pour le cas émergent, nous avons établi une formulation du frottement en fonction de la vitesse débitante ce qui est compatible avec la double moyenne faite pour le cas submergé. Le travail fait pour les passes est donc particulièrement adapté, d'autant plus que la prise en compte des obstacles à faible  $k/D$  permet d'envisager des configurations de fond rugueux de rivières.

En considérant le modèle PAP valide, l'ajustement des mesures expérimentales aux calculs des débits donne l'évolution du coefficient de traînée en fonction de la submersion des obstacles. La figure ?? montre une diminution nette du  $C_d$  jusqu'à une valeur limite et constante quand  $h/k$  devient grand. Cette limite correspond à la valeur  $C_{d0}$  qui peut varier en fonction de la forme des obstacles.

Comme on l'a mentionné auparavant, lors de la transition plusieurs phénomènes arrivent mais on peut voir sur la figure ?? que la relation donnant  $f_{h*}$  assurent une transition continue lors de la submersion pour plusieurs  $k/D$ . Pour prendre en compte le fait que la déformation de la surface libre est considérablement réduite quand la submersion augmente  $f_{Fr}$  est fixé à 1 quand  $h/k > 1$ .

### 5.1.3 Forme des obstacles

L'intérêt du modèle PAP est d'estimer a priori un frottement uniquement en fonction de la géométrie du fond : forme, taille, concentration. Il doit donc tenir compte du fait que l'écoulement va changer en fonction de la forme de l'obstacle puisqu'on a identifié

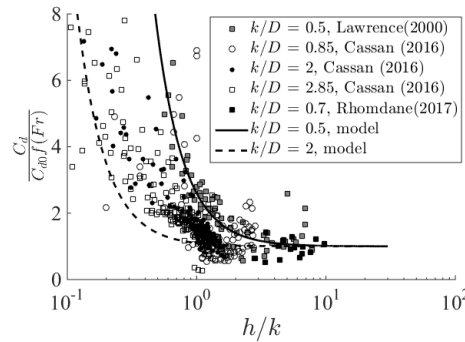


FIGURE 5.2 – Fonction expérimentale  $f_{h_*}(h_*)$  issue de ?? comparée avec l'équation (Eq. ??).

des différences entre plots ronds et carrés. En plus du détachement sur les arêtes, la forme intervient également dans la surface face à l'écoulement et sa variation verticale.

Afin de maintenir une formulation simple et analytique du modèle, on peut intégrer l'influence de la forme uniquement dans la valeur de  $C_{d0}$ . Pour cela, les expériences faites avec des macro rugosités de différentes formes ont été analysés (????????).

De façon cohérente avec toutes les études sur la végétation rigide, on suppose  $C_{d0}=1$  pour un cylindre circulaire. Par contre des demi-sphères engendrent des valeurs de  $C_{d0} = 0.7$  alors que des rugosités naturelles donnent des coefficients de trainée encore plus faibles. Ces résultats sont cohérents vis à vis de la surface face à l'écoulement ?? puisque le modèle suppose un diamètre constant. La valeur de  $C_{d0}$  intègre donc la diminution de la surface réelle par rapport à la surface modélisée.

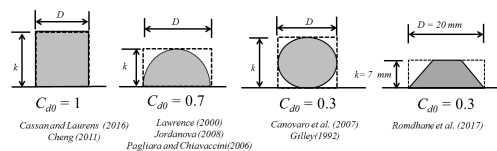


FIGURE 5.3 – Elements de rugosités évalués et coefficient de trainée correspondant.

Le calage de la méthode a montré que le débit peut être estimé avec une erreur de 30 %. Mais pour s'assurer de la validité, y compris pour des écoulements torrentiels, des expériences sur des rugosités ont été menées sur le petit canal inclinable par la méthode PTV (cf § 2.2.2). La figure ?? indique que jusqu'à une pente de 3 % le modèle donne un calcul pertinent du profil du vitesse à partir d'un seul coefficient  $C_{d0}$ . Ce travail a permis alors de valider à la fois la technique de mesure et le modèle analytique.

On peut noter que l'hypothèse de loi est vérifiée sur l'ensemble de la couche supérieure même pour des écoulements à fortes pentes.

## 5. Le frottement en modélisation grande échelle

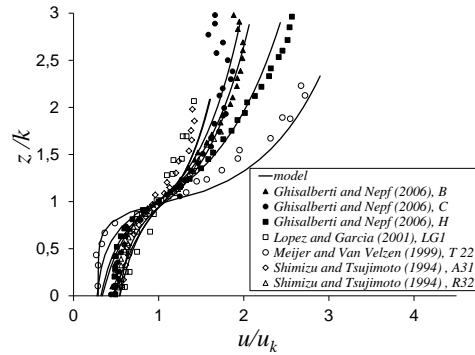


FIGURE 5.4 – Profil de vitesse doublement moyennée selon les expériences de ? ( $R^2 = 0.98, 0.92, 0.98$ ), ? ( $R^2 = 0.93$ ), ? ( $R^2 = 0.98$ ), ? ( $R^2 = 0.97, 0.95$ ). Le modèle est donné par les lignes pleines.

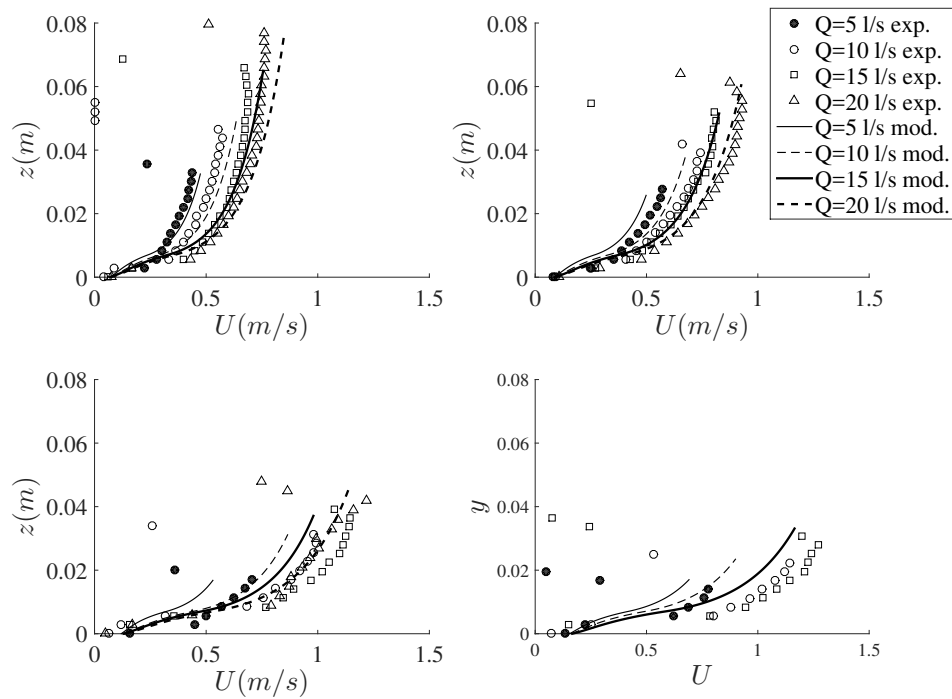


FIGURE 5.5 – Profil de vitesses obtenues au dessus des macro-rugosités et comparés au modèle PAP pour  $S=0, 1\%, 2\%$  et  $3\%$ .

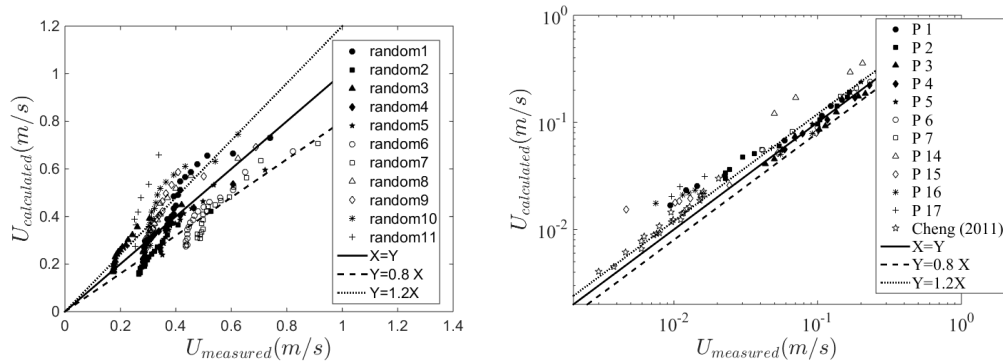


FIGURE 5.6 – Comparaison entre vitesse débitante modelisée et expérimentale issue de ? ( $C_{d0}=0.3$ ),  $R^2=0.59$ , de ? ( $C_{d0}=0.7$ ),  $R^2=0.78$  et de ? ( $C_{d0}=1$ ).

#### 5.1.4 Comparaison aux lois existantes

Une fois le modèle calé en fonction de la forme des macro-rugosités, il doit pouvoir donner des résultats similaires aux lois déjà existantes qui ne sont en général validées que sur une plage limitée de hauteur d'eau, de pente ou de taille de rugosité. Dans un premier temps, des écoulements proches de ceux de passes à macro-rugosités seront évalués. Il s'agit des rampes rugueuses à fortes pentes faites également pour restaurer la continuité écologique. Elles sont aussi limitées à un ennoisement  $h/k < 10$  où la présence des macro-rugosités influence directement l'écoulement. La figure ?? montre que le modèle PAP reproduit bien la corrélation expérimentale de ? avec un  $C_{d0}$  calé sur d'autres expériences avec des demi-sphères. Le modèle PAP semble donc pertinent pour décrire l'influence de la concentration d'obstacles, en particulier pour les faibles ennoissements ( $h/k < 5$ ) correspondant aux expériences. Il est même assez proche des formulations pour des rampes jointives (??) ou des fonds de rivières torrentielles (?).

Bien que le modèle PAP soit établi pour des conditions spécifiques (macro-rugosités, fortes pentes), il est intéressant de voir s'il peut reproduire les lois de frottements pour des écoulements pleinement rugueux. La loi de Nikuradse ? exprimée selon la forme de l'équation ?? implique une valeur de rugosité hydraulique égale à  $z_0/k=0,031$ . Cette valeur est bien obtenue pour des fonds de type galets ( $C_{d0}=0,3$ ) et des fortes submersions. De plus, cette valeur reste quasi constante quand  $h/k$  est supérieur à 5 (?). Pour les autres configurations de la figure ??, le modèle PAP est cohérent avec les mesures réalisées sur des canopés dispersés ou denses. Il permet de reproduire l'augmentation puis la baisse de la rugosité quand la densité augmente.

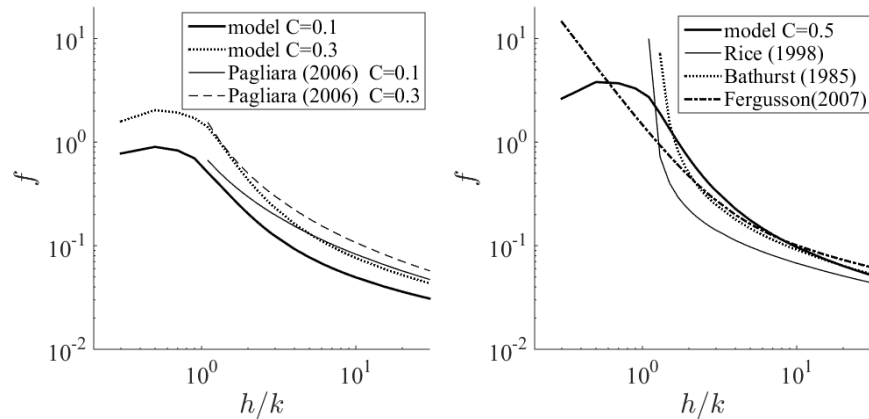


FIGURE 5.7 – Comparaison entre modèle PAP et corrélation expérimentale pour des rampes rugueuses à fortes pentes ( $k/D = 0.5$  et  $C_{d0} = 0.7$ ).

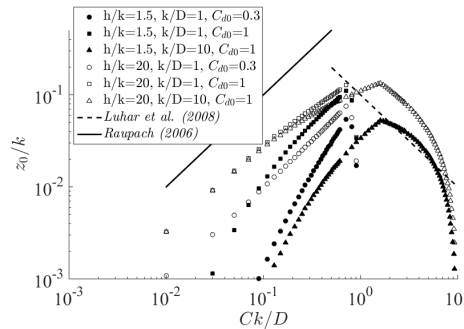


FIGURE 5.8 – Rugosité hydraulique en fonction de la densité spatiale de macro-rugosités.

### 5.1.5 Applicabilité de lois de frottement

Pour être applicable facilement en échohydraulique, le modèle PAP doit être analytique, continue et avec le minimum de paramètres possibles. Par rapport à la formule de Limerinos (?) qui est largement utilisée dans les études d'habitats aquatique (?), la figure ?? indique les conditions dans lesquelles le modèle PAP fournit des frottements différents. Comme attendu, pour des rugosités allongées ( $k/D$  grand) ou des formes particulières ( $C_{d0} = 1$  ou  $2$ ), le modèle PAP diffère d'une loi faite pour des fonds naturels. De même, à faible ennoisement, le modèle de Limerinos sous estime le frottement. Par contre, dès que l'ennoisement devient grand, la formule de Limerinos est identique au modèle PAP pour des rugosites de formes "galets". Quant à l'aspect analytique, le modèle PAP nécessite la résolution de l'équation ??. Même si cette résolution est rapide, elle doit être effectuée à chaque changement de hauteur d'eau. La formule de Limerinos

est purement analytique et peut être favorisée pour des rugosités homogènes.

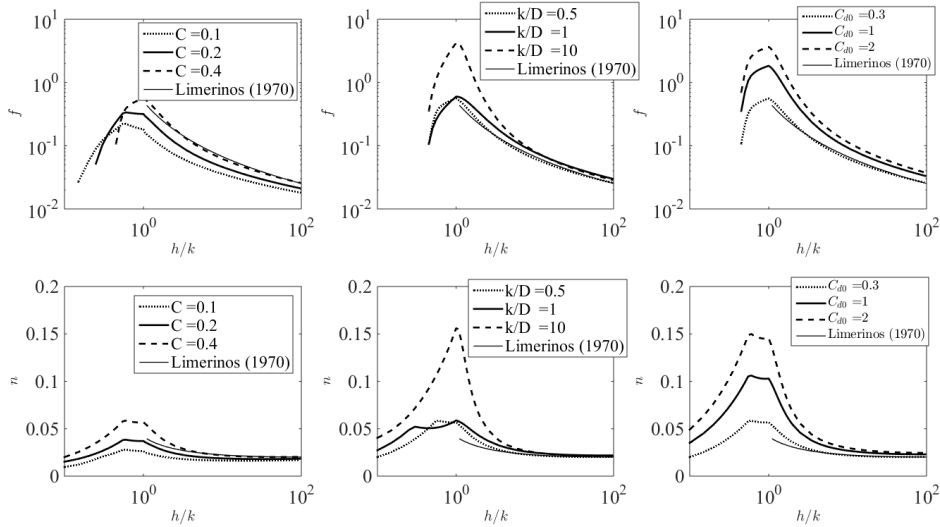


FIGURE 5.9 – Coefficient de frottements en fonction des caractéristiques géométriques ( $C_d=0.3$ ,  $k/D=0.5$ ,  $C=0.4$  pour les paramètres fixes).

Une autre possibilité pour obtenir une formulation analytique est de considérer les solutions asymptotiques. Lorsque  $h/k$  devient grand, le rapport  $u_k/u_*$  peut s'écrire selon la forme suivante :

$$\left(\frac{u_k}{u_*}\right) \approx \left(\frac{4k}{l_0}\right)^{1/3} \left(\frac{D(1-\sigma C)}{kC_d C}\right)^{1/3} \quad (5.1)$$

La connaissance du rapport  $u_k/u_*$  permet de connaître directement la valeur de  $\alpha_t$  et ainsi le profil de vitesse. Le modèle proposé par ? est similaire à celui PAP mais avec une corrélation expérimentale sur  $u_k/u_*$ . Il propose de prendre pour des canopées denses  $u_k/u_* = 3$ , ce qui est très proche de la valeur obtenue avec le modèle PAP. Cette corrélation peut donc aussi être un moyen d'avoir une formulation analytique pour des forts ennoiements tout en gardant l'influence de la forme et de la concentration.

## 5.2 Fond avec végétation naturelle (Thèse H. Romdhane)

### 5.2.1 Contexte, objectifs et méthodes

L'utilisation du modèle PAP pour des végétations réelles pose deux questions. D'une part la flexion des plantes implique une interaction fluide-structure qui devrait prendre en compte le comportement mécanique des plantes. Cela devrait permettre d'expliquer



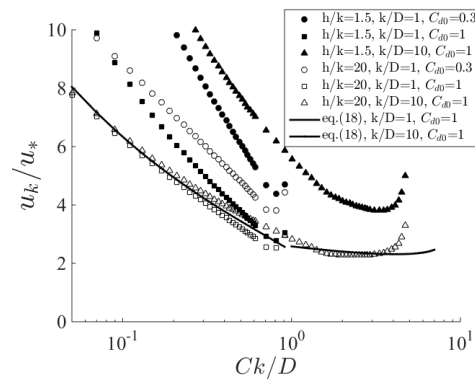


FIGURE 5.10 – Rapport entre vitesse de frottement et la vitesse au sommet de la canopée en fonction de la densité spatiale.

les phénomènes instationnaires observés (Monami Waves) qui peuvent modifier le frottement. D'autre part les feuilles et les géométries très diversifiées s'éloignent des hypothèses du modèle, en particulier l'hypothèse d'un coefficient de traînée constant et d'un écoulement pleinement rugueux (frottement visqueux). Dans cette partie, le problème est abordé selon deux méthodes. Tout d'abord la modélisation PAP est testée pour quantifier les écarts possibles dus aux phénomènes cités plus haut. Pour cela une série d'expériences modèles sera utilisée. Ensuite, des mesures expérimentales in-situ doivent permettre d'intégrer l'ensemble des processus pour avoir une description de l'écoulement directement utilisable pour la gestion.

### 5.2.2 Modèle de frottement

Une grande partie des expériences faites avec de la végétation flexible utilise en fait des tiges artificielles ayant un diamètre constant. Il apparait donc envisageable d'appliquer le modèle PAP mais en prenant en compte la hauteur des tiges après flexion (*i.e* avec la présence d'un écoulement stationnaire). Dans la littérature ces expériences sont en général faites avec des densités relativement faibles, aussi des expériences complémentaires ont été menées en collaboration avec l'INAT et Montpellier Supagro. Ces expériences sont notées  $S_1$ ,  $S_2$  et  $S_3$  en fonction de la végétation utilisée (Fig. ??).

La comparaison des débits calculés et mesurés pour le modèle PAP et le modèle de ? montre que ces deux modélisations ont une erreur de moins de 30 %. Le modèle de ? est même plus performant. Cette performance peut être attribuée au fait qu'il est établi pour des canopées considérées comme des milieux poreux, c'est à dire que la corrélation qu'il fait intervenir une perméabilité obtenue de façon théorique pour un écoulement laminaire. Cependant si on regarde les profils de vitesses issus de différents modèles, le modèle PAP peut décrire a priori les résultats expérimentaux de (??) (?? et ??). Notons que ces expériences sont faites avec des tiges artificielles alors que pour des vraies végétations



FIGURE 5.11 – Végétation utilisée pour les expériences  $S_1$  (gauche),  $S_2$  (centre) and  $S_3$  (droite)

(??) le modèle PAP fournit des résultats moins bons.

Pour améliorer ces résultats, on peut modifier les valeurs des coefficients de traînée en fonction du nombre de Reynolds  $Re_*$  comme suggéré par ?. Cela devrait permettre de prendre en compte des effet visqueux liés à des vitesses d'écoulements faibles dans la canopée. Cependant il faut rester prudent car sur la figure ??, la décroissance en  $\gamma = -2$  ne traduit en fait que l'équilibre de quantité de mouvement. Les travaux sur ce point sont encore en cours (?).

### 5.2.3 Mesures expérimentales en canal d'irrigation

Etant donné la difficulté à bien décrire une végétation réelle à la fois en géométrie et en résistance mécanique, il est possible d'estimer le frottement hydraulique à partir de mesures faites in-situ. Même si cette méthode ne donne pas une description de l'écoulement dans la canopée, elle permet de pouvoir gérer au mieux un réseau hydraulique puisqu'on pourra à la fois mieux mesurer le débit mais aussi suivre l'évolution de la rugosité lors du développement de la végétation.

Des mesures de vitesses dans le canal de Gignac ont été réalisées 1 fois par mois pendant 10 mois sur 2 stations. Il s'agissait de jaugeage fait avec un micro ADV Nortek 50 Hz. La figure ?? montre les points expérimentaux réalisés en présence de macrophytes (sur le fond) et de briophytes (sur les parois).

Le canal étant étroit, la présence des parois et les écoulements secondaires implique un profil de vitesse dans la zone externe assez éloigné de la loi logarithmique. Il est apparu que la loi logarithmique modifiée proposée par ? pouvait décrire précisément le frottement près des parois mais également la loi déficitaire en région externe. En particulier elle fournit un maximum de vitesse en dessous de la surface libre comme observé expérimentalement.

$$u = \frac{u_*}{\kappa} \ln \left( \frac{z-d}{z_0} \right) - \frac{1}{3} \frac{u_*}{\kappa} \left( \frac{z-d}{h_m-d} \right)^3 + \frac{2\Pi u_*}{\kappa} \sin^2 \left( \frac{\pi(z-d)}{2(h_m-d)} \right) \quad (5.2)$$

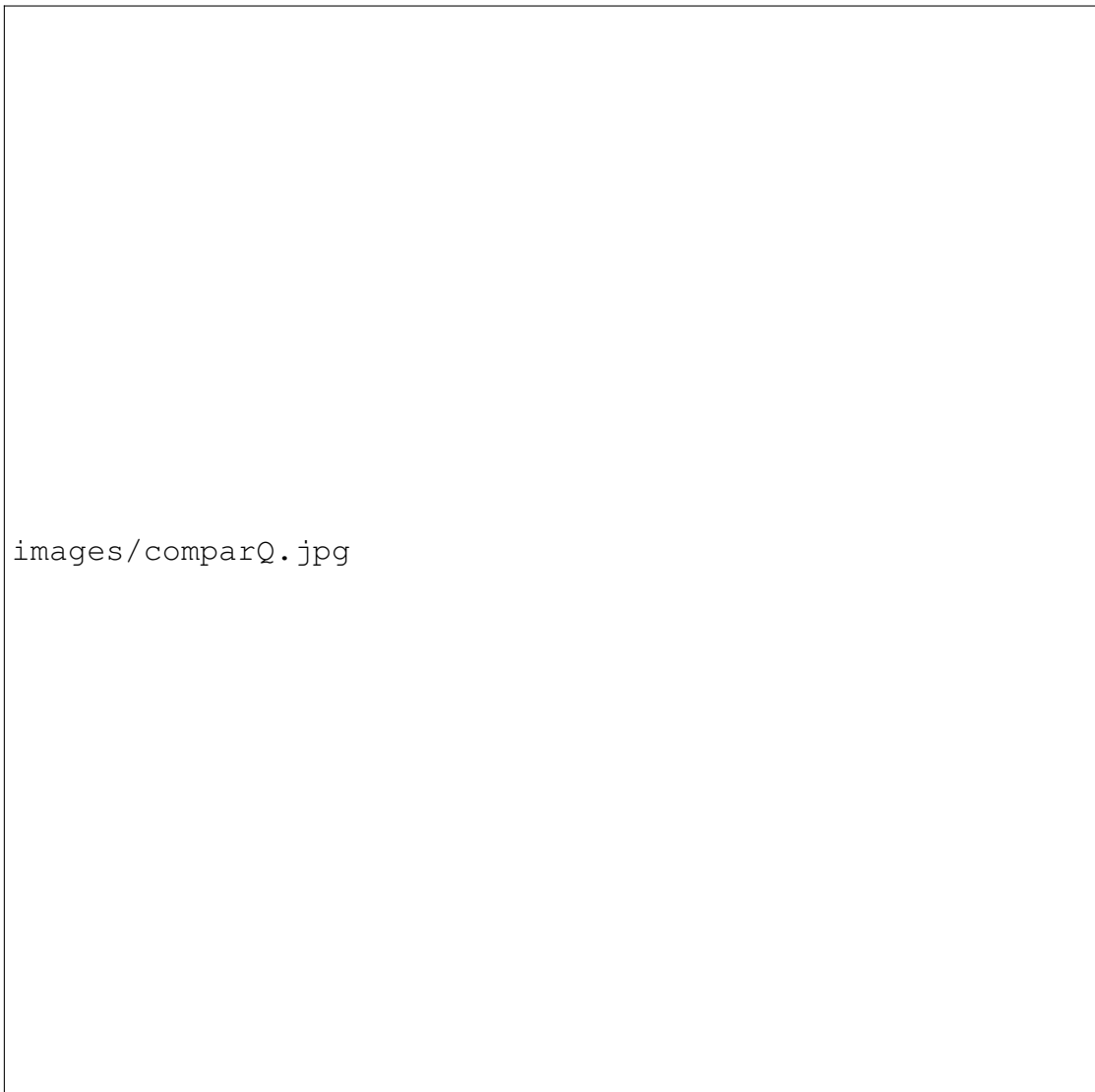


FIGURE 5.12 – Comparaison des débits au dessus de végétation avec les modèles de Huthoff (a), de Defina and Bixio (b), de Cassan et Laurens (c), et de Rubol et al. (d) ( $C_d=1$ ). Experiences issues de (?????????)

Où  $h_m$  est la hauteur où le maximum de vitesse est atteint et  $\Pi$  un paramètre de la loi déficitaire. La valeur de ces paramètres est obtenue par l'ajustement des données expérimentales de chaque verticale. Cet ajustement se fait en 2 étapes. D'abord, les paramètres sensibles près des parois ( $d$  et  $z_0$ ) sont déterminés, puis on trouve ( $\delta = h_m/h$  et  $\Pi$ ).

Les paramètres de la loi logarithmique évoluent bien comme attendu par le modèle PAP mais aussi le modèle de ? qui est similaire avec une corrélation sur la valeur de



FIGURE 5.13 – Profils verticaux des vitesses doublement moyennés dans ? et comparés avec différents modèles.

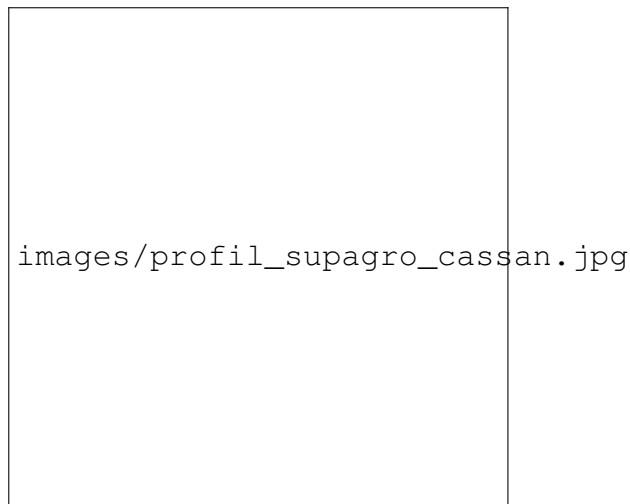


FIGURE 5.14 – Profil vertical des vitesses doublement moyennées des expériences  $S_2$  et comparés avec différents modèles.

$u_k/u_*$  (Cf. partie précédente). Au vu des résultats, il a été proposé de prendre  $d/h_p=0.75$  et  $z_0/h_p=0.01$ , pour ces stations afin de pouvoir prédire l'évolution des profils de vitesses en fonction de  $h_p$ .

En ce qui concerne la couche supérieure, la hauteur  $h_m$  est bien située sous la surface et peut être estimée par la loi de ? qui décrit l'évolution de  $\delta$  en fonction du rapport de forme largeur/hauteur du canal.

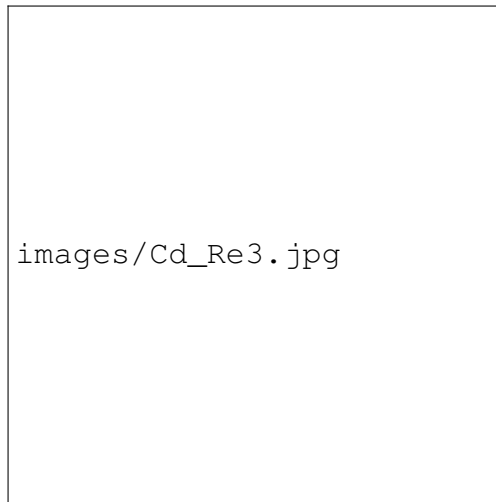


FIGURE 5.15 – Coefficient de traînée basé sur la vitesse débitante  $Re_*$

### 5.3 Applications des lois de frottement en Ecohydraulique

#### 5.3.1 Application à la gestion de réseau

La connaissance des profils de vitesse sur un fond végétalisé a servi dans un premier temps à fournir l'évolution de la rugosité de fond à partir des mesures ADV mais aussi de jaugeages effectués auparavant avec un courantomètre électromagnétique (EM). Il a été possible alors d'identifier la croissance de la végétation au cours de la saison et d'estimer la valeur maximale atteinte en été. Cela est primordial pour pouvoir connaître le changement de débitance du canal illustré sur la figure ???. Pour une même station de mesure, l'augmentation de la rugosité entraîne une baisse de la débitance conséquente qui est à la fois due à la diminution de la section de passage mais aussi à l'augmentation de la turbulence qui diminue les gradients de vitesse à la canopée.

Cette diminution de débitance est également visible sur les courbes de tarages issues des jaugeages électromagnétiques. Il apparaît que 2 comportements peuvent être identifiés, avant et après le développement de plantes (Fig. ??). Ces courbes de tarage étant utilisées pour connaître le débit et ainsi déterminer la gestion, l'utilisation de la mauvaise courbe peut entraîner des erreurs de débits de l'ordre de 30 %. Cette différence est très significative car si on sous-estime le débit, on prélève trop d'eau sur le milieu. A contrario un débit surestimé ne permet pas de fournir l'eau aux irrigants de façon contractuelle.

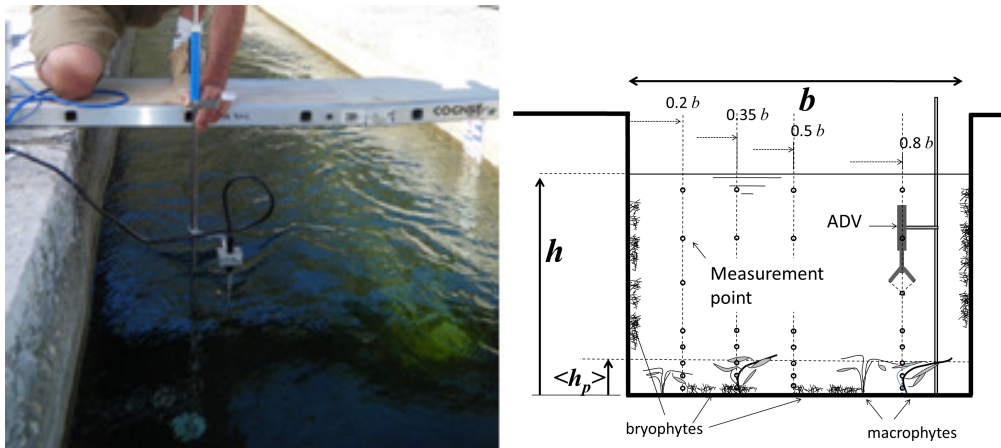


FIGURE 5.16 – Mesures ADV in-situ à la station 1, Gignac Canal (France), Lat : 43°42'33.12"N, Long : 3°33'20.84"E (gauche). Position des points de mesure (droite).

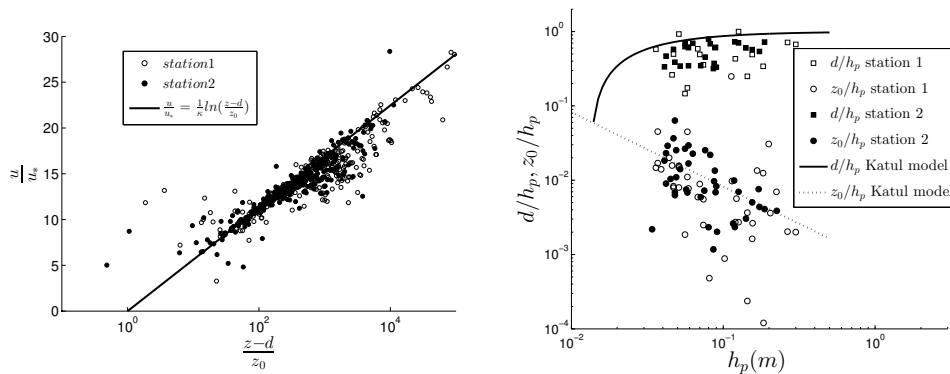


FIGURE 5.17 – Profils de vitesses pour toutes les verticales mesurées (gauche) et paramètres de la loi logarithmique ajustés (droite).

### 5.3.2 Application à l'habitat aquatique

#### Contexte, Objectifs et Méthode

Une part importante de l'écohydraulique consiste à déterminer les conditions hydrauliques compatibles avec le cycle de vie normal des espèces de poissons. On parle alors d'habitat aquatique. Il est assez difficile de caractériser les conditions "idéales" qui dépendent de la vitesse du courant, de la hauteur d'eau mais aussi de la qualité du substrat et éventuellement des niveaux de turbulence ou de qualité de l'eau. Plusieurs approches sont possibles pour évaluer ces problèmes et l'une d'elles est la modélisation hydraulique qui a l'avantage de simuler la variabilité spatiale des grandeurs hydrauliques (vitesse, profondeur d'eau) et d'être valable pour une large gamme de débits (?).

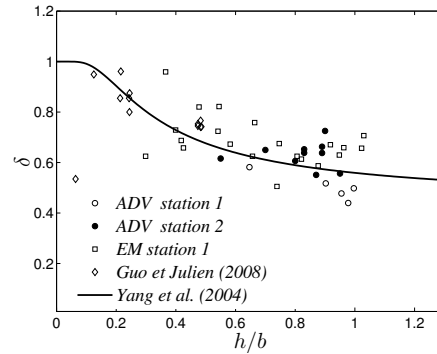


FIGURE 5.18 – Hauteur où la vitesse est maximale ( $\delta = h_m/h$ ) en fonction du rapport d'aspect  $B/h$

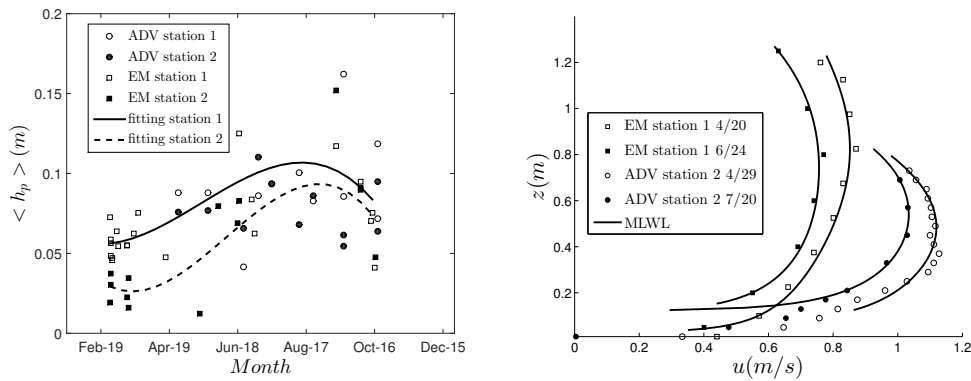


FIGURE 5.19 – Profil vertical de vitesse au centre du canal à la même hauteur au printemps (symboles vides) et en été (symboles pleins). Les lignes pleines représentent l'ajustement MLWL d'après Eq.???. La hauteur de déplacement dépend de la date.

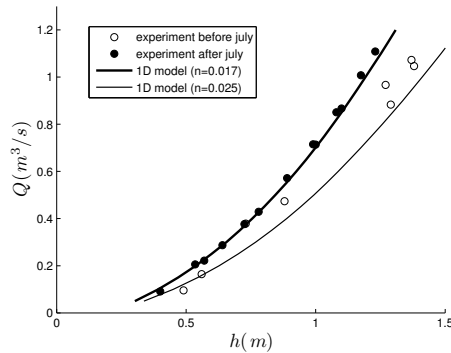


FIGURE 5.20 – Courbe de tarage à la Station 1

Par exemple, la modélisation hydraulique peut aider à établir un débit minimum écologique mais aussi à connaître le débit de débordement. Lors d'éclusés hydroélectriques, il existe des risques pour les populations de poissons : échouage-piégeage des alevins et assèchement des zones de berges consécutifs à la réduction du débit, dérive forcée des alevins due à l'augmentation du débit. Ainsi la modélisation hydraulique est un outil efficace pour suivre la modification du débit, pour évaluer ces risques et ensuite déterminer les mesures d'atténuation telles que le débit minimum ou le gradient maximal de débits des éclusés. Pour être pertinent, le modèle hydraulique doit être couplé avec un modèle biologique qui indique l'adéquation aux paramètres hydrauliques de chaque espèce de poisson et aux stades ou activités (reproduction, alevins, juvéniles, adultes). Ce couplage est la base de la méthode des microhabitats intégrée dans un logiciel tel que EVHA (?). Le but de notre étude est d'estimer les capacités de différents types de modélisation (1D, 2D loi de frottement) à bien reproduire la variation d'habitat. En particulier, la procédure d'étalonnage doit être spécifique en raison du faible rapport entre la profondeur de l'eau et le diamètre de la rugosité. De plus, le modèle doit être pertinent pour les débits faibles et élevés.

Deux tronçons de la rivière Vicdessos ont été examinés en détails puisque cette rivière devrait voir durant quelques années le retour d'éclusés entre 2 et 16 m<sup>3</sup>/s suite à des travaux. Il convenait donc de voir si ces modifications hydrologiques allaient entraîner un fort impact sur la qualité de l'habitat. La première étape présentée ici est de bien qualifier la modélisation hydraulique au vu des objectifs, des méthodes et des précisions attendues. Un point particulier a été de bien comprendre l'importance du calage et du modèle de frottement pour décrire l'hydraulique. En effet les 2 stations ont des comportements différents car la première présente un lit quasi rectangulaire avec peu de débordement alors que la seconde possède une zone de débordement avec des rugosités de grandes tailles et hétérogènes. Or les travaux précédents sur les macro rugosités nous incitent à regarder en détails la façon dont le frottement va être modélisé dans ce contexte d'écoulement quasi torrentiel avec des ennoiements ( $h/k$ ) faibles.

#### **Modélisation Hydraulique**

Ici seuls les outils de l'ingénierie sont testés, à savoir la modélisation 1D (HEC-RAS) et 2D (Telemac) avec des lois de frottements soit de Manning soit de Nikuradse (écoulement pleinement rugueux). La première loi demande donc d'estimer un coefficient de Manning constant sur toute la station et pour tous les débits. La deuxième loi implique une taille rugosité  $k$  qui sera aussi constante sur la station mais qui modifie le coefficient de frottement en fonction de l'ennoisement.

La première question est de savoir si une seule valeur de Manning ou de  $k$  permet de décrire l'hydraulique quels que soit le débit. Pour cela un calage est effectué à faible et haut débit sur chaque station. On peut alors constater que pour la station 1 une seule valeur de  $k=0.67$  m assure à la fois le calcul de la ligne d'eau à 1,6 et 16 m<sup>3</sup>/s (Fig.



??). Cela est pertinent avec la forme de la station où il y a peu de débordement et une granulométrie quasi constante. Par contre pour la station 2, 2 valeurs de rugosité sont nécessaires pour prendre en compte la modification du frottement lors du débordement. Il est aussi intéressant de noter que les valeurs de  $k$  trouvées sont assez éloignées de la granulométrie moyenne observée. Cela s'explique par le fait que  $k$  ne représente qu'une rugosité "hydraulique" dépendant du modèle utilisé. Or ces modèles sont établis pour des lits de sables ou de graviers. L'utilisation d'un modèle adapté (par exemple PAP) doit amener à estimer de façon plus fiable a priori la rugosité hydraulique.

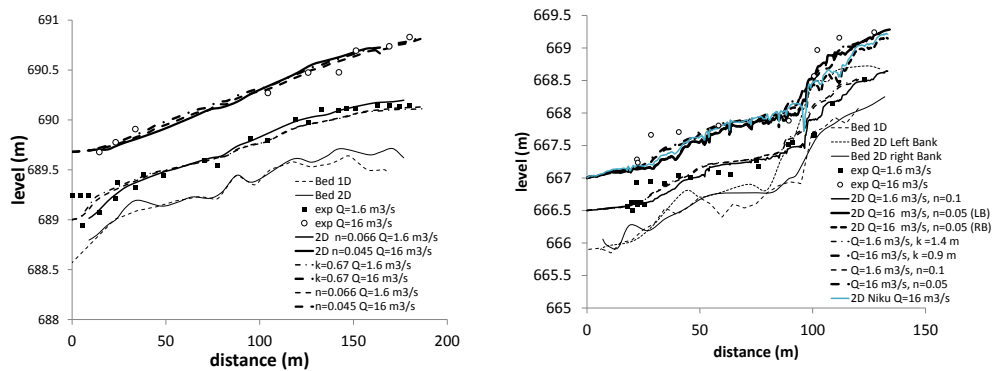


FIGURE 5.21 – Lignes d'eau mesurées et simulées pour la station 1 (gauche) et la station 2 (droite).

La procédure de calage montre également que les modélisations 1D et 2D sont quasi équivalente car l'écoulement est unidirectionnel. Par contre dans la partie amont de la station 2, il apparaît une forte différence entre la berge droite et gauche qui justifie l'utilisation d'un modèle 2D.

### Modèle biologique et variable d'habitat

La méthode du microhabitat nécessite une quantification de l'adéquation des paramètres hydrauliques pour chaque espèce de poisson et les étapes ou activités de la vie (modèle biologique). Ici, trois stades de vie de la truite (adulte, juvénile et alevin) sont considérés car c'est l'espèce majoritaire dans la rivière étudiée. Les courbes de préférendat expriment la préférence pour la vitesse ( $S_v$ ), la profondeur de l'eau ( $S_h$ ) et la nature du substrat. Elles peuvent varier de 0 à 1, 1 étant pour les conditions hydrauliques favorables. Dans la présente étude, le substrat n'est pas pris en compte en raison du manque de données. Les modèles biologiques choisis sont extraits du logiciel EVHA qui a compilé les résultats de plusieurs études antérieures. La valeur d'habitat totale ( $WUA$ ) d'une station est calculée en intégrant le produit  $S_v S_h$  sur toute la surface.

$$WUA = \sum a_i S_v S_h \quad (5.3)$$

Où  $a_i$  est la maille d'intégration spatiale. La formule précédente est donnée dans un terme discret parce que les résultats de la simulation sont pixellisés par carré de surface  $a_i$  ( $0,2 * 0,2 \text{ m}^2$ ). Pour comparer deux stations différentes, WUA est normalisée pour fournir une valeur moyenne équivalente pour une longueur de rivière de 1 mètre. Grâce au modèle hydraulique, le WUA peut être calculé pour la plage de débit compris entre  $0,1$  et  $16 \text{ m}^3 / \text{s}$ .

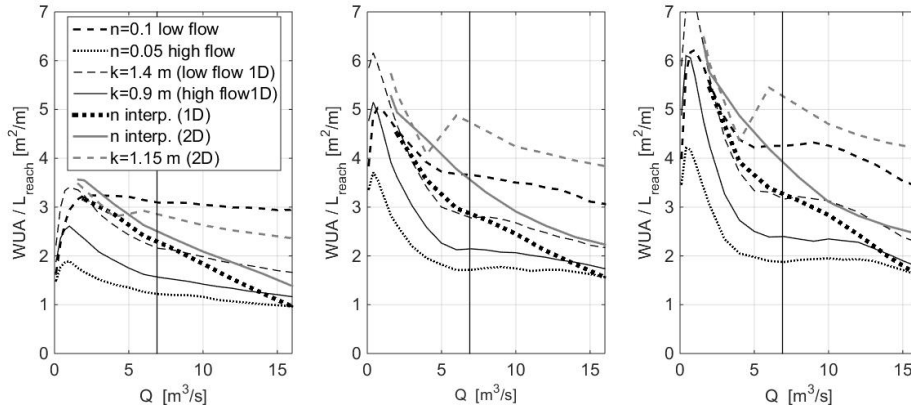


FIGURE 5.22 – Courbes de valeur d'habitat pour 3 stades de développement de la truite en fonction du type de modélisation.

Pour les 3 stades de truites étudiés, toutes les méthodes de modélisations indiquent un débit optimal correspondant environ à  $1/6$  du module. Cependant une modélisation avec une seule valeur de Manning conduit à des résultats très différents de ceux obtenus en faisant attention à décrire le frottement correspondant au débit de calcul. Ce type de modélisation est donc à éviter. Pour remédier à ce problème le coefficient de Manning peut être interpolé linéairement entre les valeurs obtenues à faible et fort débits. L'inconvénient de cette méthode est de devoir adapter les coefficients de frottement pour chaque débit et de donner peu de détails sur la physique de l'écoulement. Mais son principal avantage est de pouvoir intégrer facilement différents phénomènes comme la distribution spatiale de rugosités (y compris les débordements) ou l'évolution du frottement avec la hauteur d'eau. Pour la station 1 où une seule rugosité hydraulique permet de caler à faibles et forts débits, l'utilisation des lois type Nikuradse est plus facile. Dans le cas des distributions très hétérogènes de granulométrie comme la station 2, il faut cependant veiller à fournir un  $k$  réaliste.

Les pics de WUA observés au module correspondent au début du débordement. La même rugosité étant définie partout il peut arriver que sur les berges  $k$  varie ce qui influence fortement la vitesse (faible ennoiment) et donc la valeur d'habitat. Ce problème ne se pose qu'en 2D où le calcul se fait par maille, en 1D la valeur moyenne de  $k$  est déjà intégrée dans le modèle.

## 5. Le frottement en modélisation grande échelle

---

Les perspectives de ces travaux sont d'abord d'analyser les valeurs absolues d'habitat c'est-à-dire de conclure quant à l'impact des éclusés et aux méthodes d'atténuations. Dans un second temps, la notion de substrat pourra être intégrée à la fois pour améliorer la modélisation hydraulique et biologique mais aussi pour s'intéresser au transport solide.

# Chapitre 6

## Projet en cours et Perspectives

### 6.1 Le pôle écohydraulique et l'IMFT

Les projets en cours et les perspectives s'inscrivent en cohérence à la fois avec ceux du pôle écohydraulique mais aussi avec la nouvelle organisation de l'IMFT.

Dans la décennie précédente, le pôle écohydraulique a soutenu la recherche sur les ouvrages de montaison que ce soient des passes à bassins ou des passes en enrochements. Ces travaux ont permis de définir des règles de conception et de suivi pour une large gamme de configurations (hauteurs de seuil, débits, espèces). Aujourd'hui, les objectifs sont clairement de vérifier ces préconisations pour plusieurs espèces à partir de l'analyse du comportement des poissons. Le projet "Macro2" a permis pour la première fois d'amener des espèces vivantes à l'intérieur de l'IMFT. Ce projet concrétise la collaboration multidisciplinaire autour de l'écohydraulique. Les résultats finalisés sont attendus pour 2020 même si des mesures de suivi sur une passe in-situ sont très encourageantes.



FIGURE 6.1 – Dispositif expérimental pour les tests d'efficacité de franchissement (gauche) et poissons durant les expériences (droite).

Une autre évolution importante du pôle est d'avancer vers la continuité sédimentaire qui implique les mêmes contraintes réglementaires que la continuité biologique. Pourtant la gestion des sédiments en rivières est encore largement empirique et fixée par les objectifs liés à l'usage principal (volume tampon des retenues hydroélectriques). Il peut arriver que les impacts environnementaux de cette gestion soient relativement néfastes pour le milieu. Les sollicitations pour améliorer la connaissance sont importantes et l'intérêt scientifique est grand pour intégrer à différentes échelles les travaux sur le transport solide. Là encore, la collaboration avec l'AFB et les chercheurs spécialistes du transport de particules se justifie pleinement et a donné lieu à des thèses récentes. En ce qui me concerne, je me positionne comme le lien entre les connaissances théoriques et leur intégration à grande échelle dans les outils de l'ingénierie.

La thématique du transport sédimentaire s'inscrit également dans l'axe transverse "Environnement" de l'IMFT. La structure de cet axe permettra d'associer les compétences des chercheurs en hydraulique à ceux spécialistes du transport de particules. Cette collaboration assurera l'utilisation des méthodes expérimentales et numériques très performantes (LES, IBM, Euler-Lagrange) à la fois pour la compréhension des mécanismes et pour le changement d'échelle. Des travaux sur ces axes de perspectives ont déjà débuté et sont présentés dans les parties suivantes.

## 6.2 Gestion des sédiments en retenue

### 6.2.1 Contexte, objectifs et méthodes

Les barrages forment des obstacles aux échanges longitudinaux dans les cours d'eau. Les retenues créées en amont sont caractérisées par une augmentation artificielle de la hauteur d'eau de l'amont vers l'aval, affectant sensiblement le transport sédimentaire. En effet, cette augmentation de la hauteur et la diminution conséquente des vitesses d'écoulement entraînent des variabilités longitudinales des processus de transport : les sédiments les plus grossiers sont généralement piégés en amont de la retenue alors que les sédiments plus fins s'accumulent souvent dans la partie aval (?). On peut distinguer trois processus principaux à l'origine de la sédimentation dans les retenues :

- le dépôt d'un delta de sédiments grossiers au niveau de la retenue amont,
- le dépôt de sédiments fins à partir d'un écoulement non stratifié au niveau de la retenue aval,
- le dépôt de sédiments fins par un courant de densité.

Ce dépôt des sédiments aboutit au comblement de la retenue à plus ou moins long terme. Le taux de piégeage d'une retenue est le rapport entre la part du transport solide piégé et le transport solide entrant dans la retenue. Il dépend de plusieurs paramètres (?) :

- Les caractéristiques du bassin versant (production de sédiments),

- Les apports liquides et solides dans la retenue, et les caractéristiques des sédiments entrants,
- Les caractéristiques de la retenue (dimension, forme, mode d'exploitation) et du barrage (position et taille des vannes). Le volume annuel de sédiments transportés dans toutes les rivières du monde est évalué entre 20 et 40 milliards de tonnes. Le volume des sédiments stockés dans toutes les retenues du monde a été évalué, grossièrement et de façon typique, à 1 000 km<sup>3</sup> pour les barrages qui ont 40 ans, soit par an de l'ordre de 20 à 30 milliards de m<sup>3</sup> (Bulletin CIGB n144, 2010).

L'accumulation des sédiments dans les retenues a de fortes répercussions en particulier dans les domaines environnementaux et économiques : pertes d'énergie, pertes d'eau pour l'irrigation, impact sur la granulométrie et l'équilibre écologique en aval.

Plusieurs enjeux de sûreté sont également liés au comblement des retenues : exhaussement des lignes d'eau, augmentation du risque d'inondation, diminution de la stabilité du barrage.

De façon générale, une meilleure gestion des retenues passe par l'amélioration de la compréhension de la dynamique hydro-sédimentaire de ces retenues et le développement de méthodologies de modélisation appropriées.

Les verrous scientifiques qui limitent une approche numérique pour la gestion de ces retenues sont de plusieurs ordres. Tout d'abord les modèles de transports solides sont connus pour fournir des estimations variant de plusieurs ordres de grandeurs en fonction de la formulation utilisée (?). Les formules intégrées dans les modèles numériques sont en général obtenues pour des régimes d'écoulement et des tailles de sédiments spécifiques ce qui les rend moins performantes pour des granulométries étendues voir des sédiments cohésifs. Il convient donc dans un premier objectif de bien évaluer l'ensemble des possibilités de modélisations possibles en s'appuyant sur les caractéristiques hydrodynamiques des retenues (vitesses, turbulence, écoulement sous vannes). Dans les travaux futurs on souhaiterait fournir une vision de la méthodologie la plus pertinente répondant aux contraintes des gestionnaires. En effet, il peut être envisagé des modélisations 1D, 2D ou 3D chacune ayant des avantages et des inconvénients en terme de temps de calcul, de technicité ou de données d'entrée nécessaires. Il pourra même être proposée une méthodologie couplée avec des études paramétriques rapides en 2D et des approfondissements à l'aide d'une étude 3D autour d'ouvrages ou pour une solution déjà définie. Un deuxième verrou peut venir de la prise en compte de sédiments réels qui ont des propriétés rhéologiques et mécaniques assez différentes selon les sites. Afin d'avancer vers une méthode globale de gestion des retenues, on peut aussi envisager une partie expérimentale qui montrera comment intégrer des mesures dans les modèles de transport afin de faciliter les étapes de calage des modèles numériques. La réalisation de cette partie expérimentale est en elle-même un challenge si on souhaite établir des protocoles utilisables dans un grand nombre de situations.

## 6.2.2 Projets en Cours

### Aménagement et restauration du Lac des Gaves (Thèse R. Yassine)

Il s'agit dans ce travail d'appréhender la problématique du transport solide à l'échelle d'un bassin versant (le Gave de Pau) et d'évaluer des solutions d'aménagements (effacement ou arasement de seuils) vis-à-vis de leur impact sur le risque d'inondation, le tourisme et la continuité écologique. Les objectifs de la thèse ont été posés de façon à obtenir une progression chronologique :

- Diagnostic du transport solide à l'échelle du bassin versant : analyse historique, granulométrie, zone de production etc...
- Modélisation hydro-sédimentaire de la situation actuelle et projetée : utilisation du modèle Telemac mais aussi MARINE (pluie/débit/transport solide)
- Hiérarchisation des solutions à l'aide de réseaux Bayésiens.

Pour l'instant, l'étape 1 est finalisée et les premières modélisations ont commencées.

En collaboration avec A. Recking de l'IRSTEA une campagne de mesure a permis de préciser le diagnostic sédimentaire. Elle a consistée à définir des placettes colorées dans les bancs mobiles afin de vérifier leur déplacements en fonction de l'hydrologie (Fig. ??). Des analyses granulométriques ont aussi été réalisées.

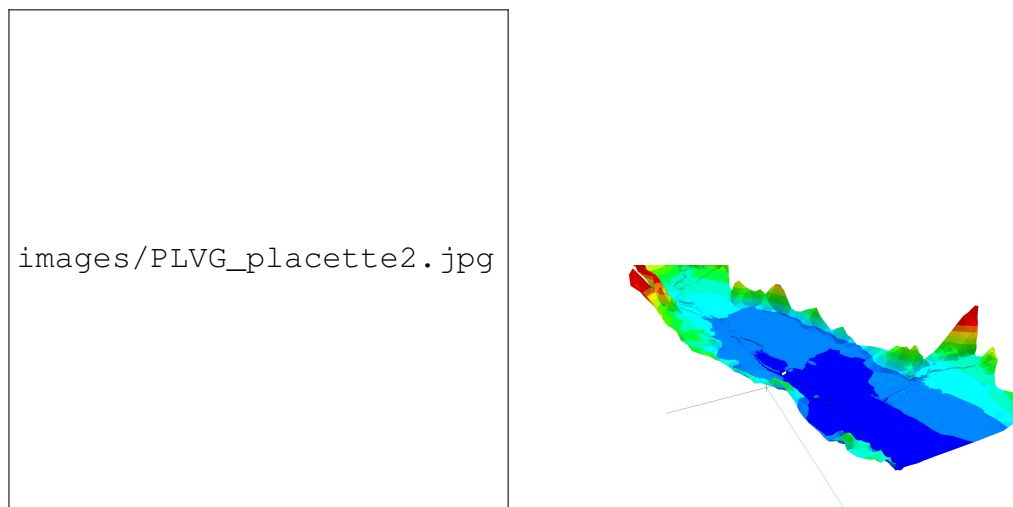


FIGURE 6.2 – Placette de suivi de transport après un évènement de crue (gauche) et bathymétrie de la zone d'aménagement (Lac des Gaves).

### Gestion de la transparence sédimentaire de retenue de moyenne chute

La retenue de Saint Engrace est une retenue à vocation hydroélectrique gérée par la SHEM. Il a été proposé de voir comment une gestion différente des évènements de crue



FIGURE 6.3 – Barrage de Saint Engrâce lors d'un évènement de crue.

ou un redimensionnement des organes de vidange pourraient améliorer la transparence sédimentaire sans impacter le milieu. Les questions opérationnelles sont d'une part de s'assurer du bon fonctionnement de la vanne de vidange (ensablement), de limiter le tri granulométrique dans la retenue, de faciliter les opérations d'extraction en favorisant le dépôt dans des zones accessibles (Gorges).

Il s'agit de procéder à une campagne de modélisation hydro-sédimentaire 2D horizontale avec le logiciel Telemac/Sisyphé à l'échelle du cours d'eau depuis l'amont immédiat du barrage jusqu'à l'aval et voir les zones à enjeux environnementaux (frayères). Ces modélisations pourront répondre à l'objectif d'identification des zones de dépôts et l'impact d'aménagements éventuels. Cependant pour l'étude du voisinage de la retenue, des simulations 3D sont envisagées. Elles donneront une plus grande précision sur les contraintes et le transport sédimentaire qui assurera la fonctionnalité de l'ouvrage. On pourra alors voir si un nouvel ouvrage pourrait créer un cône d'érosion plus important, voire jusqu'aux prises d'eau des turbines.

## 6.3 Interaction végétation/transport solide

### 6.3.1 Contexte, objectifs et méthodes

L'impact de la végétation sur le transport des sédiments est un enjeu crucial pour la gestion des réseaux d'irrigation mais aussi des flux naturels. En réduisant la vitesse, la présence de végétation peut augmenter le dépôt de sédiments et modifier le risque d'inondation par les effets combinés de l'augmentation de la rugosité et de la diminution de la surface d'écoulement du chenal principal. Dans les chapitres précédents, le



rôle de la végétation sur la rugosité hydraulique a été étudié de manière approfondie. Mais il existe moins d'études qui relient le profil de vitesse dans la canopée au transport des sédiments (?). Le but de ces travaux est de montrer comment une meilleure représentation du champ de vitesse peut aider à comprendre la limitation du transport des sédiments due à la présence de végétation. Pour ce faire, des mesures ont été effectuées avec la végétation artificielle du chapitre 5 dans laquelle un lit mobile a été installé. L'évolution du lit est suivie par ombroscopie (Fig. ??). Des expériences similaires ont été conduites à Montpellier Supagro et à l'INAT sur un canal de 7,5 cm de large.

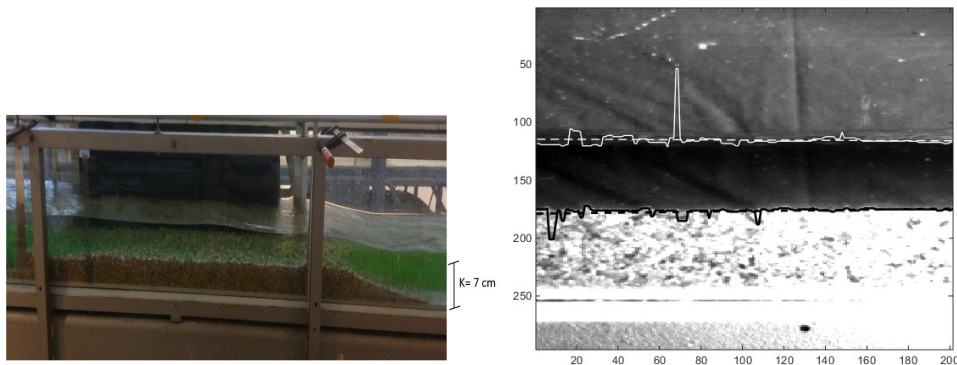


FIGURE 6.4 – Tas sédimentaire en interaction avec la végétation après l'expérience (gauche) et images traitées pour suivre l'évolution du lit (droite).

L'analyse a été réalisée sur les profils de vitesse et la dynamique de l'érosion dans le lit végétalisé. L'objectif est d'élaborer une méthode pertinente de partitionnement des contraintes de cisaillement. Dans un deuxième temps, les expériences mettront l'accent sur l'influence drastique de la végétation sur l'érosion, même si l'écoulement au-dessus de la canopée ( $\tau_{total}$ ) est sensé impliquer des mouvements de sable.

La méthode de séparation des contraintes entre contrainte totale ( $\tau_{total} = \sqrt{\rho g S (h - k)}$ ) et la contrainte au fond  $\tau_b$  est basée sur l'équation de quantité de mouvement dans la canopée et le modèle PAP. Le rapport  $\tau_b/\tau_{total}$  peut alors s'écrire :

$$\frac{\tau_b}{\tau_{total}} = \frac{1 - \sigma C \frac{h}{k}}{2\beta \frac{C_d C k}{f D} + 1} \quad (6.1)$$

où  $\beta$  est un coefficient représentant la non uniformité verticale de  $u^2$  et  $f$  le coefficient de frottement sur les rugosités de fond.

### 6.3.2 Résultats préliminaires

A partir de l'équation ??, il est possible de calculer une répartition des contraintes en fonction de la configuration de la canopée. Pour cela, une première approche consiste

à considérer  $f$  à partir de la formule de Strickler. On observe alors des rapports qui diminuent quand la taille des rugosités augmente, ce qui traduit le fait que l'écoulement supérieur a plus de mal à pénétrer dans la canopée. De même, l'influence est réduite quand la concentration augmente. On tend alors vers la valeur induite par les rugosités de fond.

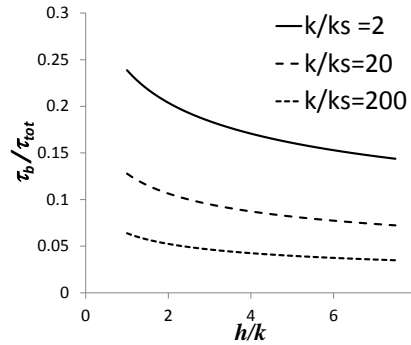


FIGURE 6.5 – Rapport entre la contrainte au fond et la contrainte totale (au sommet de la végétation).

Les expériences sont menées de façon à augmenter la contrainte totale en fonction du temps afin d'étudier plusieurs régimes hydrauliques. Pour cela une vanne est abaissée toutes les demis heures à l'extrémité aval du canal et la hauteur de sédiment est extraite toutes les 10 minutes (Fig. ??).

L'analyse temporelle de la position du fond permet de corrélérer le transport solide à la contrainte hydraulique. On peut alors vérifier que les données corrigées en prenant en compte la répartition des contraintes ci-dessus s'accordent mieux avec les formules classiques de transport solide (Fig. ??).

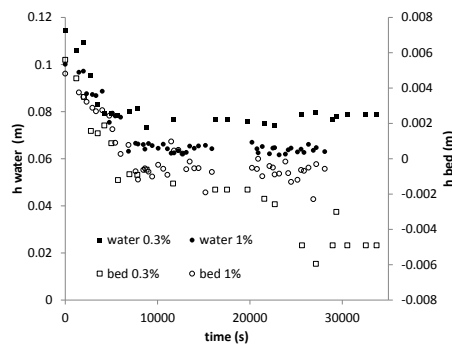


FIGURE 6.6 – Evolution du lit et de la hauteur d'eau durant les expériences de Supagro (gauche).



FIGURE 6.7 – Evolution du lit et de la hauteur d’eau durant les expériences (gauche). Débit solide mesuré et comparé aux formules classiques de transport (droite).

## 6.4 Répartition transversale des contraintes

### 6.4.1 Contexte, objectifs et méthodes

Le calcul de la distribution de vitesse dans une section de canal nécessite souvent une méthode CFD pour prendre en compte tous les processus impliqués dans la mécanique des fluides. Par exemple, un modèle de turbulence performant est nécessaire pour bien calculer le flux secondaire qui peut modifier la vitesse dans la région sous la surface libre. Un autre cas où la turbulence est significative est le flux sur la berge qui se produit pendant une inondation et pour lequel le transfert de quantité de mouvement est crucial dans le calcul de la vitesse. Enfin, on sait que le transport des sédiments dépend largement des courants secondaires : rides, érosion latérale dans les courbes, etc. Néanmoins, l’utilisation d’un modèle 3D complet pour la rivière est limitée à des tronçons spécifiques où le problème est clairement démontré. Pour le cas pratique de l’ingénieur, une première estimation de la distribution de la vitesse peut être utile. On pourrait citer des études de modélisation hydrodynamique avec végétation ou répartition transversale de la rugosité, mais aussi des processus d’érosion ou de modélisation de l’habitat aquatique comme vu précédemment. Comme le débit est principalement fixé par le frottement au fond, un modèle qui prend en compte une bonne description du frottement du lit pourrait être un outil efficace. La méthode la plus courante pour répartir l’écoulement est la méthode d’Einstein qui ne fournit qu’une vitesse moyenne dans la direction verticale. L’avantage est une formulation analytique. Souvent, cette méthode est utilisée pour décrire la vitesse après un calcul 1D effectué avec une valeur moyennée de débit dans le lit mineur et le lit majeur. Cependant, il est possible d’utiliser cette discrétisation transver-

sale pour améliorer le calcul hydraulique (méthode IMB). La modélisation 2D permet de prendre en compte la distribution latérale de la rugosité ou de la forme spéciale de la section transversale. Mais le modèle ne fournit toujours qu'une vitesse moyenne verticale et les courants secondaires ne sont pas calculés même s'ils influencent la vitesse (?). Dans cette partie est présentée une méthodologie intermédiaire qui ne calcule pas les courants secondaires mais permet de connaître la distribution verticale et de prendre en compte la distribution transversale de la rugosité. Cette méthode apporte une précision sur le calcul de la vitesse pour le transport des sédiments, la gestion du réseau, les mesures de débit mais aussi l'habitat aquatique et la conception du passage des poissons. La méthode est extraite de ? avec une petite différence pour permettre un calcul rapide. Cette méthode est choisie parce qu'elle semble être plus physique que des méthodes alternatives (?). Nous ajoutons également la possibilité d'utiliser plusieurs formulations de la résistance au frottement qui peuvent être utiles pour intégrer de nouvelles études sur ce sujet (????).

On considère un écoulement uniforme et un modèle turbulent basé sur une longueur de mélange qui a montré son efficacité si cette longueur dépend linéairement de la distance de la paroi. On utilise alors une résolution numérique proche de celle fournie par ?. La section est divisée par zone délimitée par le lit, la surface libre et la ligne perpendiculaire aux iso vitesses. Cette partition garantit qu'aucune contrainte n'est présente sur la frontière à l'exception du lit. Ainsi le poids de l'eau est directement égal au frottement du lit. Si l'on suppose que les iso-vitesses sont horizontales, la méthode est équivalente à la méthode d'Einstein, ce qui est le cas pour une rivière large. L'avantage du modèle de Kean apparaît principalement pour les canaux étroits (réseaux d'irrigation et de déchets) ou les rivières à faible débit.

Le frottement sur le lit est déduit à partir de la turbulence, ce qui semble plus pertinent qu'un coefficient moyen sur la section (par exemple celui de Manning). On fixe donc une longueur de limite  $l_0$  en fonction de la loi de frottement choisie.

La condition aux limites est donnée par la vitesse au sommet de la rugosité ( $u_k$ ) en considérant une loi de paroi classique. Pour être cohérent avec les connaissances sur le sable et les lits de graviers (?) végétation (??) ou macro-rugosité (?), la longueur de mélange est  $l_0 = \kappa(1 - d)$ , la hauteur de déplacement  $d = 0,85$  et la rugosité hydraulique  $z_0 = 0,031 k$  (débit brut).

La procédure numérique est développée avec des outils déjà existants dans la boîte à outils Matlab dédiée à la résolution de l'équation elliptique à éléments finis.

La section transversale est maillée avec un élément triangulaire avec un maillage constant ( $t_{maillage}$ ). La taille minimum doit assurer que la distance entre un premier noeud et une frontière permette de vérifier la condition  $y+ = u_*y/\nu < 300$  où  $u_*$  est la vitesse de cisaillement et  $\nu$  la viscosité moléculaire. Ces conditions sont vérifiées a posteriori pour toutes les simulations.

L'équation bidimensionnelle pour la vitesse longitudinale  $U$  est résolue pour un

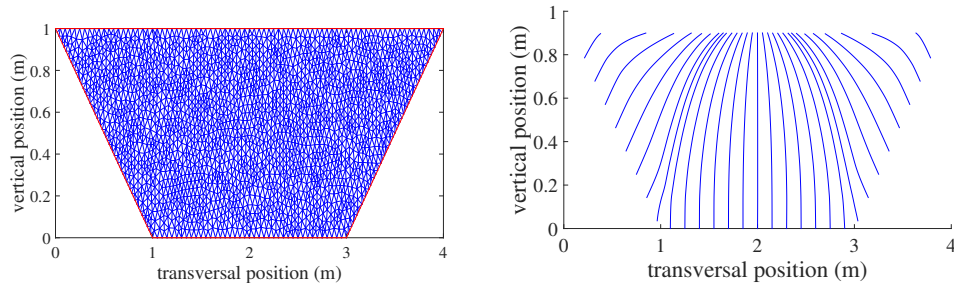


FIGURE 6.8 – Maillage d’une section trapézoïdale par éléments finis (gauche). Tracé des lignes normales aux isovitesses.

écoulement stationnaire et uniforme (Eq. ??).

$$0 = \rho g \sin(\theta) + \frac{\partial}{\partial y} \left( \rho \nu_t \frac{\partial u}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( \rho \nu_t \frac{\partial u}{\partial z} \right) \quad (6.2)$$

La viscosité turbulente est modélisée avec l’hypothèse de Boussinesq et un modèle de longueur de mélange. Contrairement au modèle proposé par ?, le modèle est calculé avec la distance du mur le plus proche au lieu de la longueur le long de la ligne normale à iso-vitesses. Ce choix est fait pour améliorer la résolution numérique.

$$\tau = \rho \nu_t \frac{\partial u}{\partial l} = \rho (\kappa l + l_0)^2 \sqrt{\left( \frac{\partial u}{\partial y} \right)^2 + \left( \frac{\partial u}{\partial z} \right)^2} \quad (6.3)$$

où  $l$  est la distance du mur le plus proche.

La condition à la surface libre est une condition de glissement qui entraîne une vitesse maximale à la surface libre. Bien que dans le cas concret, les courants secondaires impliquent un phénomène de dip-phenomenon qui n’est pas ici primordial car les applications étudiées ici sont axées sur la couche limite. Pour les parois solides, la vitesse  $U_h$  dépend du modèle de frottement choisi. La condition initiale est donnée en considérant une vitesse constante déduite de l’équation de Manning avec  $n = 0,025$ . Dans un premier temps, l’équation est résolue avec une contrainte de cisaillement uniforme sur le périmètre mouillé. La distribution de la vitesse est ensuite utilisée pour calculer les lignes normales aux isovitesses. Ces lignes sont issues de la paroi solides et espacées d’une longueur constante de  $3 * t_{mesh}$ . En appliquant l’équilibre de quantité de mouvement à chaque zone déterminée, il est possible de répartir la contrainte de cisaillement sur les limites.

Une seconde étape consiste à recalculer les champs de vitesses avec une frontière  $U_h$  déduite du  $u_*$  obtenue par le calcul précédent (par intégration entre 2 lignes).

Enfin, un calcul itératif est mis en place afin de tendre vers la solution vérifiant à la fois le champs de vitesse et la distribution transversale de contrainte.

### 6.4.2 Validation de la méthode

La première utilisation du calcul consiste à chercher la distribution des vitesses dans un canal étroit où les parois devraient avoir un rôle important. Nous calculons ici les vitesses pour un canal de 1 m de large et des hauteurs comprises entre 20 cm et 2 m (Fig. ??). La pente est fixée à 0,001 de façon à retrouver une configuration étudiée expérimentalement dans ?. Les rugosités testées sont  $k_s=0,1$  cm et 5 cm. Sur la figure ??, il apparaît que les profils de vitesses près des parois correspondent à la condition à limite fixée (lisse ou rugueux). Par contre on observe que les profils de vitesses tendent à être inférieur à la loi logarithmique ce qui traduit l'influence des parois comme observée expérimentalement. Notons que pour l'instant la longueur de mélange croît toujours avec la distance ce qui devrait provoquer un profil logarithmique sur toute la hauteur d'eau (*i.e* pas de loi déficitaire).

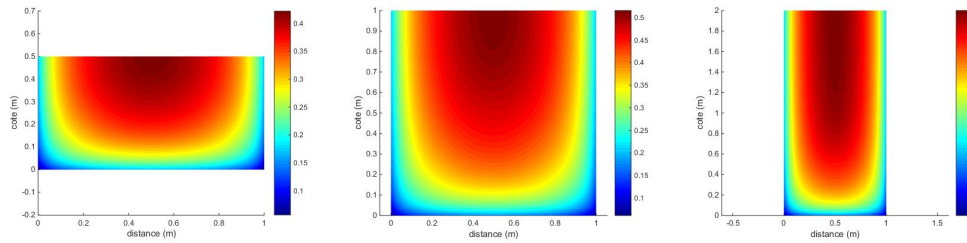


FIGURE 6.9 – Champs de vitesse pour des rapport de forme de  $h/B = 0,5, 1$  et  $2$ .

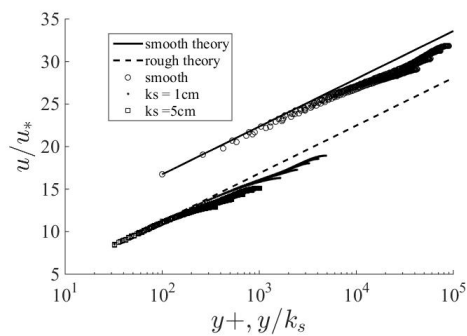


FIGURE 6.10 – profil de vitesse au centre du canal pour les différents rapport  $h/B$ .

### 6.4.3 Application de la redistribution des vitesses à l'écohydraulique

#### Dimensionnement d'une rivière de contournement

Dans le cadre d'un projet de rivière de contournement, un modèle réduit a été testé au sein de l'IMFT pour obtenir des conditions hydrauliques compatibles avec le franchissement. La première étape a été de vérifier si un écoulement uniquement avec rugosités de fond était pertinent. Aussi dans le canal de 1 m de large, une section trapézoïdale a été installée et recouverte de cailloux de 4,5 cm de diamètre moyen. Pour des pentes de 0,7, 1,2 et 1,5 % et des débits de 16, 23 et 42 l/s, les tirants d'eau au centre ont été relevés. L'application de la méthode de redistribution fournit des débits proche de ceux mesurés (Fig. ??). En particulier, elle permet de reproduire l'évolution du frottement avec la hauteur d'eau. En effet, une modélisation de type "Manning" engendre un coefficient de Manning variant de 30 % entre les faibles tirants d'eau et les plus forts :  $n$  varie de 0,025 à 0,033.

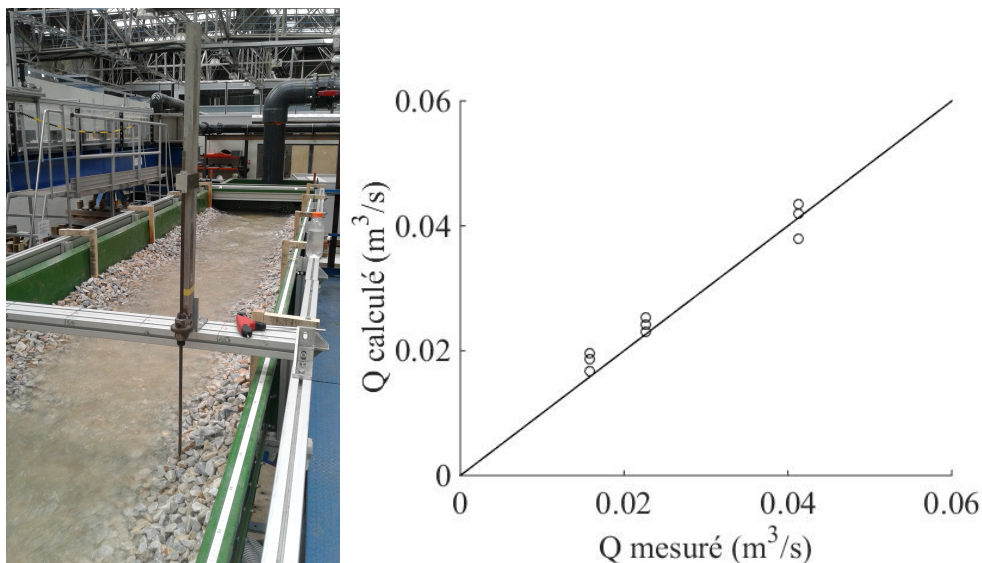


FIGURE 6.11 – Dispositif expérimental (gauche) et Comparaison des débits mesurés et calculés ( $k_s=4,5$  cm)(droite).

A l'heure actuelle, les vitesses expérimentales n'ont pas été mesurées, mais le modèle permet de spatialiser ces vitesses (Fig. ??). La zone de faible vitesse ayant été jugée trop petite, la création d'épis supplémentaire a été envisagée.

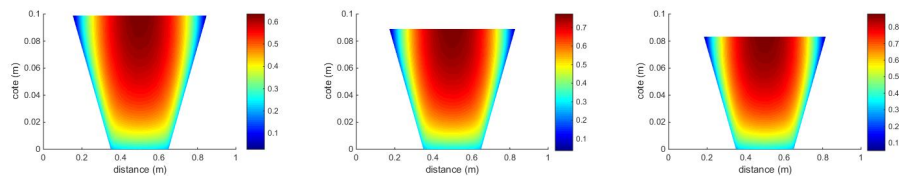


FIGURE 6.12 – Champs de vitesse calculés dans le modèle réduit pour une pente de 0,7, 1,2 et 1,5 % .

### Passage busé

Le passage d'un cours d'eau sous une infrastructure routière peut provoquer une discontinuité principalement à cause d'un radier trop lisse ou des ruptures de pentes. Pour rétablir la continuité, il est possible de les traiter comme des passes en enrochements avec l'ajout de macro-rugosités. Pour des espèces à faibles capacités de nages, des déflecteurs placés dans les coins peuvent aussi générer des "chemins" à faibles vitesses (??). Enfin une solution assez proche est d'augmenter la rugosité uniquement sur certains bords pour ne pas trop pénaliser la débitance de l'ouvrage.

Par rapport à des simulations CFD complètes, l'approche présentée ici doit permettre une première estimation des champs de vitesse en fonction des rugosités, des pentes et de la géométrie du passage. Dans un premier temps, les champs de vitesses sont calculés pour une rugosité de 2 cm sur toutes les parois (Fig. ??). Le modèle peut donc prendre en compte une forte rugosité.

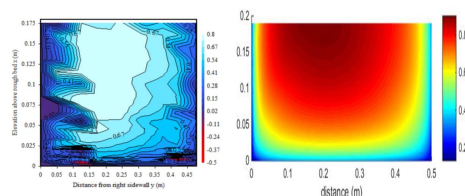


FIGURE 6.13 – Profils de vitesses mesurés et calculés pour un écoulement rugueux.

Le calcul de la vitesse pour une buse avec uniquement 2 parois rugueuses est comparée aux mesures effectuées par ? (Fig. ??). Cette comparaison indique que l'asymétrie de l'écoulement est bien reproduite même si les mesures montrent un champ de vitesses irréguliers. Les études devront se poursuivre pour préciser encore l'intérêt de la méthode même si les simulations CFD n'ont pas forcément donnés des résultats plus proche de la réalité. La méthode devrait également trouver sa justification dans les études d'habitats où, par rapport aux modélisations 2D, on pourrait atteindre la distribution verticale des vitesses.





# Chapitre 7

## Conclusion Générale

L'apport de la mécanique des fluides à l'écohydraulique a été présenté à partir des différents exemples liés à des questions d'ingénierie de l'environnement. Sans être exhaustif, cette approche a permis de préciser les méthodes spécifiques à la fois au changement d'échelle (du laboratoire vers l'ingénieur) mais aussi au couplage avec les compartiments vivants (de l'hydrodynamique vers la biologie). Bien que déjà éprouvées, les connaissances de l'hydraulique ont dû être affinées afin de bien répondre aux objectifs environnementaux comme la réduction des prélèvements d'eau ou le rétablissement de la continuité écologique. On peut citer par exemple la prise en compte des effets instationnaires par la CFD, une meilleure estimation des coefficients de débit sous vannes ou des coefficients de traînée avec un fond rugueux, etc...

Des méthodes numériques et expérimentales, communes à plusieurs études, ont été mis en évidence et développées. Cet aspect tend à montrer que l'on peut considérer l'écohydraulique comme une discipline spécifique à l'intersection de domaines scientifiques mais aussi à l'intersection des aspects environnementaux, sociétaux et économiques. Par conséquent, les contacts et collaborations avec les gestionnaires et les institutions sont aussi primordiales pour mener à bien des études "écohydrauliques". Bien qu'ils puissent apparaître comme fixant un cadre resserré pour un travail de recherche, il faut noter qu'ils peuvent être source de questionnements scientifiques intéressants grâce à leur connaissance du terrain.

Les perspectives de recherche s'inscrivent dans ce type de collaborations avec les acteurs de la gestion de l'eau. Bien sûr, elles sont aussi en cohérence avec le projet scientifique de l'IMFT à travers la promotion de l'interdisciplinarité autour d'objets d'étude. Les programmes de recherche depuis mon intégration en 2010 ont permis de poser les bases de mes travaux futurs. Ces bases comprennent les constructions de dispositifs expérimentaux performants, la connaissance approfondie des outils de modélisation (CFD et Saint venant), la création d'applications informatiques pour le dimensionnement de passes ou les études d'habitats. En conclusion, mes travaux ont jusqu'à maintenant permis de définir des méthodologies et d'obtenir certains résultats qui ne demandent qu'à

## 7. Conclusion Générale

---

être encore approfondis, en particulier dans la continuité sédimentaire et la préservation/restauration de l'habitat aquatique. On peut être optimiste grâce à l'implication des différents acteurs comme l'AFB et l'IMFT qui ont toujours apporté leurs soutiens aux axes de recherches choisis, et qui continueront à le faire...

## **Table des figures**

## TABLE DES FIGURES

---

# Liste des tableaux

## LISTE DES TABLEAUX

---

# **Annexes**





# Annexe A

## Curriculum Vitae

Ludovic CASSAN  
Né le 24 Septembre 1979 à Lavelanet (09)  
Pacsé, 2 enfants

### Situation professionnelle

Maître de Conférences INP-ENSEEIHHT depuis septembre 2010

### Formation et Expériences professionnelles

**1999-2002** : Diplôme d'Ingénieur en Hydraulique - Mécanique des Fluides (INP-ENSEEIHHT)

**2001-2002** : D.E.A Dynamique des fluides (INP-ENSEEIHHT)

**2002-2005** : Doctorat de l'université de Perpignan, réalisé au sein du laboratoire PROMES-CNRS (Odeillo)

**2005-2006** : Ingénieur de recherche CDD, PROMES-CNRS.

**2007-2009** : Maître de conférences contractuel, Montpellier Supagro

**2010** : Chercheur associé, IRSTEA Montpellier

### Responsabilités scientifiques

**2017-présent** : Chef adjoint du pôle écohydraulique IMFT/AFB.

Participation / coordination des projets suivants pour l'IMFT (voir détails dans chapitre suivant) :

**2016-présent** : Modélisation hydrodynamique pour l'habitat piscicole, AFB (150 K)

**2016-présent** : Approfondissement des études hydrauliques et tests de l'efficacité biologique des rampes à macrorugosités régulièrement réparties (macro-rugosités 2) (150 K)

**2011-2015** : projet TTIL PHRESI (~ 10 K)

### **Responsabilités pédagogiques et administratives**

**2014-présent** : Membre suppléant du comité technique de Toulouse INP

**2015-présent** : Membre du Conseil d'école ENSEEIHT

**2010-2016** : Membre de la commission expérimentale de l'IMFT

**2013-présent** : Responsable du mastère Spécialisé hydraulique, département Hydraulique - Mécanique des Fluides INP-ENSEEIHT

### **Résumé de la charge d'enseignement**

**Volume annuel** : de 210h à 250h équivalent TD par an, au sein du département Hydraulique et Mécanique des Fluides de l'INP-ENSEEIHT

**Disciplines majeures** : Hydrologie, Hydraulique en charge et à surface libre, Mécanique du solide, Automatique.

**Nature** : Cours, TD, TP, Apprentissage par Problèmes (APP)

**Autres** :

- Tutorats de 3 apprentis ingénieurs au sein de la SAUR, EDF et SCE Aménagement Environnement.
- Présidence de jurys de baccalauréats ( 3 années)

### **Autres activités de formation**

Stages de formation continue à destination des professionnels.

**2014** Ecoulements en rivières, ingénieurs et techniciens EDF (4 jours).

**2017 et 2018** Initiation à la modélisation hydrodynamique avec TELEMAC, ingénieurs bureau d'études et collectivités (3 jours).

**2018** Hydraulique fondamentales, ingénieurs et techniciens EDF (4 jours).

## A.1 Liste des travaux

### Articles publiés dans des revues à comité de lecture

[P1] Badie J. M. , **Cassan L.** and Granier B. Solar induced fluorescence of  $\text{YO}$  : gas phase temperature measurements in solar processes. *The European Physical Journal - Applied Physics*, 29 :111–114, 0 2005.

[P2] Badie J. M. , **Cassan L.** and Granier B. Temperature of the gas phase in solar processes from simulation of the  $\text{YO}$  fluorescence spectra for  $a_2 \hat{I} 1/2-x_2 \hat{I} \text{E} +$ ,  $a_2 \hat{I} 3/2-x_2 \hat{I} \text{E} +$ ,  $b_2 \hat{I} \text{E} +x_2 \hat{I} \text{E} +$  systems. *The European Physical Journal - Applied Physics*, 32 :61–64, 2005.

[P3] Badie J. M. , **Cassan L.** and Granier B. Measurements of vibrational and rotational temperatures of  $\text{YO}$  molecule by emission and absorption spectroscopy in a solar process. *The European Physical Journal - Applied Physics*, 38 :177–181, 2007.

[P4] Badie J. M., **Cassan L.** and Granier B. Measurements of quenching rate coefficients of  $\text{YO}$  molecule in  $a_2 \hat{I} 1/2$ ,  $a_2 \hat{I} 3/2$  and  $b_2 \hat{I} \text{E} +$  states by helium, argon and oxygen from a solar induced fluorescence technique. *The European Physical Journal - Applied Physics*, 41 :87–90,2008.

[P5] Badie J. M. , **Cassan L.** , Granier B, Agudelo Florez S. and Chejne Janna F. Gas temperature measurements in high concentration solar furnace environments : Evidence of nonequilibrium effects. *Journal of Solar Energy Engineering*, 129 :412–415, 2007.

[P6] Belaud G., **Cassan L.** and Baume J.P. Calculation of contraction coefficient under sluice gates and application to discharge measurement. *Journal of Hydraulic Engineering*, 135(12) :1086–1091, 2009.

[P7] **Cassan L.**, Baume J.P, Belaud G., Litrico X., Malaterre P.O. and Ribot-Bruno J. Hydraulic modeling of a mixed water level control hydromechanical gate. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 137(7) :446–453, 2011.

[P8] Belaud G. and **Cassan L.**, Experimental and numerical investigation of flow under sluice gates. *Journal of Hydraulic Engineering*, 138 :367–373, 2012.

[P9] Belaud G., **Cassan L.** and Baume J.P. Discussion of "revisiting the energy-momentum method for rating vertical sluice gates under submerged flow conditions" by oscar castro-orgaz, luciano mateos and subhasish dey. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 140(7) :07014019, 2014.

[P10] **Cassan L.**, Tien D.T., Courret D., Laurens P. and Dartus D.. Hydraulic resistance of emergent macroroughness at large froude numbers : Design of nature-like fishpasses. *Journal of Hydraulic Engineering*, 140(9) :04014043, 2014.

[P11] **Cassan L.**, Belaud G., Baume J.P, Dejean C. and Moulin F.. Velocity profiles in a real vegetated channel. *Environmental Fluid Mechanics*, 15, 05 2015.

[P12] Talbi S.H,Soualmia A., **Cassan L.** and Masbernat L.. Study of free surface flows in rectangular channel over rough beds. *Journal of Applied Fluid Mechanics*,

9 :3023–3031, 01 2016.

[P13] Tran T.D., Chorda J., Laurens P. and **Cassan L.** Modelling nature-like fish-way flow around unsubmerged obstacles using a 2d shallow water model. *Environmental Fluid Mechanics*, 16(2) :413–428, 04 2016.

[P14] **Cassan L.** and Laurens P.. Design of emergent and submerged rock-ramp fish passes. *Knowl. Manag. Aquat. Ecosyst.*, (417) :45, 2016.

[P15] Ducrocq T., **Cassan L.**, Chorda J. and Roux H. Flow and drag force around a free surface piercing cylinder for environmental applications. *Environmental Fluid Mechanics*, 17(4) :629–645, Aug 2017.

[P16] **Cassan L.**, H. Roux H. and Garambois P.A.. A semi-analytical model for the hydraulic resistance due to macro-roughnesses of varying shapes and densities. *Water*, 9(9), 2017.

[P17] Romdhane .H,Soualmia A., **Cassan L.** and Masbernat L.. Velocity profiles over homogeneous bed roughness.

*Fluid Mechanics Research International Journal*, 2(4) :148154, 07 2018.

[P18] Romdhane .H,Soualmia A., **Cassan L.** and Dartus D.. Flow over flexible vegetated bed : Evaluation of analytical models. *Journal of Applied Fluid Mechanics*, 12(2), 03 2019.

[P19] Romdhane .H,Soualmia A., **Cassan L.** and Masbernat L.. Evolution of flow velocities in a rectangular channel with homogeneous bed roughness. *International Journal of Engineering Research*, 6(3) :120–12, 03 2017

[P20] Chorda J., **Cassan L.** and Laurens P.. Modeling Steep-slope Flow Across staggered Emergent Cylinders - Application to Fish Passes. *Journal of Hydraulic Engineering*, major revision

## Congrès internationaux à comité de lecture avec actes

[C1] Romdhane H., Soualmia A., **Cassan L.** and Belaud G. Effect of vegetation on flows and sediment transport, *Riverflow 2018, Ninth international conference on fluvial hydraulics* , Lyon, France

[C2] Yassine R., Péres F., Roux H., **Cassan L.** and Fryssou, O. (2018) Bayesian network approach to study hydromorphological modifications over space and time in the framework of a sustainable river restoration project : the Lac des Gaves case study *IFAC-PapersOnLine*, 51 (5), 2018,

[C3] Guiot L., **Cassan L.** and Belaud G., (2018) Fresh marsh network modeling for ecological continuity *7th International Symposium on Hydraulic Structures*, Aachen, Germany, 15-18 May 2018

[C4] **Cassan L.**, Guiot L .and Belaud G., (2018) Modeling of tide gate to improve fish passability *7th International Symposium on Hydraulic Structures*, Aachen, Germany, 15-18 May 2018

---

[C5] Romdhane H., Soualmia A., **Cassan L.** and Dartus, D. (2016). Free surface flow for homogeneous bottom roughness *4th IAHR Europe Congress*. University of Liege, Belgium.

[C6] Ducrocq T., Chorda J., Cassan, L. and Roux H. (2015) Flow around a single emerged cylinder *E- Proceeding of the 36 th IAHR world Congress*. 28 June-3 July, The Hague, The Netherlands.

[C7] **Cassan L.**, Belaud G., Baume J.-P. and Dejean, C. (2012) Seasonal variation of velocity fields in lined channels : Impact on flow measurement *World Environmental and Water Resources Congress 2012*, W. Environmental and W. R. C. 2012, eds. 2188–2197. Albuquerque, New Mexico, USA.

[C8] Belaud G., **Cassan L.** and Baume J.-P. (2012) Contraction and correction coefficients for energy-momentum balance under sluice gate *World Environmental and Water Resources Congress 2012*, W. Environmental and W. R. C. 2012, eds. 2116–2127. Albuquerque, New Mexico, USA.

[C9] **Cassan L.** and Belaud G. (2010) Experimental and numerical studies of the flow structure generated by a submerged sluice gate *Proceedings from First IAHR European Congress*, 64-6 May 2010, Edinburgh, Scotland.

[C10] **Cassan L.** and Belaud G. (2008) RANS simulation of the flow generated by sluice gates *Hydraulic structure : proceedings of the second international junior researcher and engineer workshop on hydraulic structures*. Pisa, Italy.

## **Congrès internationaux à comité de lecture sans actes**

[C11] Tran Dung T., **Cassan L.**, Chorda J. and Laurens P. (2015). 2D modelling of a Nature-Like Fish Passes. *International conference on engineering and ecohydrology for Fish Passage*. 23 June, Groningen, The Netherlands.

[C12] **Cassan L.**, Henry B., Alric A., Rigaud C., Fonteny C., Labat C. and Robin F.-X. (2015). Amélioration de la continuité piscicole sur les marais de Rochefort. Exemple d'une synergie entre les échelons nationaux et locaux. *Journée « anguille » du GRISAM*, Boulogne-sur-mer, France.

[C13] Tien, D. T., **Cassan L.** and Ducrocq T. (2014). Ecoulement dans un arrangement de blocs émergents à fortes pentes. *Workshop écoulements torrentiels autour d'obstacles*. INSA, Lyon.

[C14] **Cassan L.**, Tien T. and Courret D. (2012). Etude expérimentale et modélisation d'un ouvrage de franchissement piscicole. *Journée Scientifique et Technique CETMEF*. Paris.

[C15] **Cassan L.** and Olalde, G. (2007). Comportement des matériaux à haute température pour les applications énergétiques solaires, *Colloque Matériaux et Fluides à Hautes Températures PROMES-CNRS CEA, Odeillo 27-29 mars 2007*

## Mémoire

[MEM1] **Cassan L.** Fluorescence induite par rayonnement solaire concentré : application à la mesure de températures et à la détermination de coefficients de desexcitation collisionnelle de la molécule YO , *Université de Perpignan Via Domitia*,2005.

## Projets

**Porteur et responsable scientifique du projet : Macro-rugosités** Période : 2011-2015.

Financement extérieur : 300 000 euros

Personnels permanents : 2 enseignants-chercheurs de l'INPT et UPS, 1 IR CNRS, 1IR et 1 IE de l'ONEMA.

Personnel non permanent : 2 doctorants, 1 ingénieur CDD, 1 AI en CDD.

Objectifs : Comprendre les écoulements dans les passes à poissons naturelles. Déterminer les critères de dimensionnement favorables à leur franchissement multi espèce. Evaluer les méthodologies de modélisation de ces ouvrages. **Porteur et responsable**

**scientifique du projet : Approfondissement des études hydrauliques et tests de l'efficacité biologique des rampes à macrorugosités régulièrement réparties (macro-rugosités 2)**

Période : 2015-2018.

Financement extérieur : 210 000euros

Personnels permanents : 2 enseignants-chercheurs INPT et UPS, 1 IR CNRS, 1IR et 1 IE de l'ONEMA. Personnel non permanent : 1 IR CDD. Objectifs : Comprendre les écoulements dans les passes à poissons naturelles pour des pendages latéraux importants. Etudier l'efficacité des passes naturelles existantes. Comprendre les modes de franchissement de ces ouvrages par les différentes espèces.

**Porteur et responsable scientifique du projet : Modélisation hydrodynamique pour l'écohydraulique**

Période : 2016-2019.

Financement extérieur : 210 000 euros

Personnels permanents : 2 enseignants-chercheurs de l'INPT et de Montpellier Supagro, 1 IR CNRS, 1IR IRSTEA .

Personnel non permanent : 1 doctorant.

---

Objectifs : Evaluer les capacités des méthodes de modélisation hydrodynamique pour répondre aux questions relatives à la restauration du bon état écologique. Développer un outil de modélisation spécifique à ces problèmes afin de faciliter la prise de décision et l'aménagement à grandes échelles et pour des larges gammes de conditions hydrologiques.

**Porteur et responsable scientifique du projet : Production Hydroélectrique pour la Régulation de canaux et l'Electrification de Sites Isolés**

Période : 2018-2018.

Financement extérieur : 10 000 euros

Personnels permanents : 4 enseignants-chercheurs de l'INPT (3 laboratoires). Objectifs : Le projet a pour objectif d'évaluer la pertinence des concepts de l'innovation frugale dans le domaine de la gestion de l'eau dans des zones isolées. Plus précisément il s'agit de proposer une solution innovante pour, à la fois fournir une production électrique basique et même temps assurer une gestion quantitative de l'eau efficiente pour l'irrigation. Nous parlons d'innovation frugale car les solutions proposées reposent sur la contrainte d'avoir une technologie simple et facile d'utilisation, à partir d'appareils recyclés.

**Participation au projet : Méthodologie d'aménagement des prises gravitaires de canaux en rivière pour la conception de dispositifs de restitution du débit minimal**

Période : 2015-2018.

Financement extérieur : 40 000 euros

Personnels permanents : 3 UMR G-EAU, 1 IMFT, 1IR ONEMA. Objectifs : L'objectif de l'étude est de proposer une méthodologie d'équipement des prises de canaux dans les rivières afin de garantir la restitution du débit minimal et d'optimiser le débit prélevé par rapport au débit prélevable dans le cours d'eau.

**Participation au projet : Evaluation de l'efficience probable d'un projet de restauration fonctionnelle et durable d'un cours d'eau**

Période : 2015-2018.

Financement extérieur : 300 000 euros

Personnels : 2 IMFT, 1 ENIT/LPG, syndicat PLVG, agence de l'eau Adour-Garonne, Services de l'état. Personnel non permanent : 1 doctorant. Objectifs : A l'heure actuelle, le secteur dit du « Lac des Gaves » dans les Hautes-Pyrénées (65) est en rééquilibrage hydromorphologique suite à la crue morphogène de juin 2013. Le PLVG (Pays de Lourdes et des Vallées des Gaves) s'est engagé à travers son Contrat de Rivière et son



PAPI dans un projet de restauration fonctionnelle du cours d'eau sur ce secteur pour à la fois réduire les risques liés aux crues et améliorer la continuité écologique.

## Encadrement et co-encadrement de thèses et de mémoires

### Thèse de doctorat

[T1] Tien Dung Tran. Métrologie et modélisation des écoulements à forte pente autour d'obstacles. application au dimensionnement des passes naturelles *soutenu le 11 décembre 2015* 50 % D. Dartus, 50 % L. Cassan

[T2] Thomas Ducrocq. Modélisation des écoulements autour d'obstacles immergés *soutenu le 19 Octobre 2016* 50 % D. Dartus, 50 % L. Cassan

[T3] Hela Romdhane. Structure et modélisation d'écoulement à surface libre en présence de végétation, et transport sédimentaire associé *En cours* 50 % A. Soualmia, 25 % D. Dartus, 25 % L. Cassan

[T4] Léo Guiot de la Rochère. Structure et modélisation d'écoulement à surface libre en présence de végétation, et transport sédimentaire associé *En cours* 50 % G. Belaud, 50 % L. Cassan

### Master 2

[M1] Prel, P. (2011). Caractérisation des écoulements autour de seuils poreux dans un contexte de diminution de l'impact des éclusées sur l'habitat de la truite. *Mémoire de projet de fin d'étude mastère spécialisé Hydraulique, Institut National Polytechnique de Toulouse, France.*

[M2] Henry, B. (2015). Modélisation d'un réseau aménagé pour le franchissement piscicole. *Mémoire de projet de fin d'étude ENSEIHT, Institut National Polytechnique de Toulouse, France.*

[M3] Changeon E. (2015) Etude des écoulements au sein des passes en enrochements régulièrement répartis. *Mémoire de projet de fin d'étude mastère spécialisé Hydraulique, Institut National Polytechnique de Toulouse, France.*

[M4] Diop D. S. (2016) élisation des conditions hydrauliques nécessaires à la restauration de la continuité écologique de marais de la façade atlantique. *Mémoire de stage master 2, UPMC, Paris, France*

### Post-doc

Slim Houssein Talbi (2018) Modélisation 3D d'écoulement sur rugosité inhomogène.

---

## Comité de thèse

David Raus. Transport sédimentaire sur rugosités immobiles : de l'hydrodynamique locale à la morphodynamique *soutenu le 19 juin 2018* directeurs : F. Moulin, O. Eiff (IMFT/KIT)

Loic Chagot. Couches limites turbulentes au-dessus de rugosités émergentes ou faiblement immergées *en cours* directeurs : F. Moulin, O. Eiff (IMFT/KIT)

Yassine Kaddi. Modélisation 1D par lit d'un réseau hydraulique ramifié maillé. Application au contexte opérationnel de la prévision des fortes crues et des crues de dimensionnement d'ouvrages *en cours* directeurs : S. Proust, J.B Faure (IRSTEA)

Rabab Yassine. Evaluation de l'efficacité probable d'un projet de restauration fonctionnelle et durable d'un cours d'eau *en cours* directeurs : F. Peres, H. Roux, O. Fryssou (ENIT,IMFT,PLVG)



# Annexe B

## Sélection de publications marquantes

### **B.1 Article “Measurements of vibrational and rotational temperatures of YO molecule by emission and absorption spectroscopy in a solar process”**

[pages=-,width=0.8keepaspectratio,pagecommand=]mesarticles/Badie2007.pdf

### **B.2 Article “Experimental and Numerical Investigation of Flow under Sluice Gates”**

[pages=-,width=0.8keepaspectratio,pagecommand=]mesarticles/Cassan2012.pdf

### **B.3 Article “Hydraulic Resistance of Emergent Macro-roughness at Large Froude Numbers : Design of Nature-Like Fishpasses”**

[pages=-,width=0.8keepaspectratio,pagecommand=]mesarticles/Cassan2014.pdf

### **B.4 Article “A Semi-Analytical Model for the Hydraulic Resistance Due to Macro-Roughnesses of Varying Shapes and Densities”**

[pages=-,width=0.8keepaspectratio,pagecommand=]mesarticles/Cassan2017.pdf



