



**HAL**  
open science

# Etude du mélange transverse en écoulement à surface libre non uniforme

Lorris Gond

► **To cite this version:**

Lorris Gond. Etude du mélange transverse en écoulement à surface libre non uniforme. Mécanique des fluides [physics.class-ph]. Université de Lyon, 2022. Français. NNT : 2022LYSEI027 . tel-03938967

**HAL Id: tel-03938967**

**<https://theses.hal.science/tel-03938967v1>**

Submitted on 14 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.

N° d'ordre NNT : 2022LYSEI027

THÈSE DE DOCTORAT  
préparée au sein de  
L'INSA LYON

ÉCOLE DOCTORALE ED162  
MÉCANIQUE, ÉNERGÉTIQUE, GÉNIE CIVIL, ACOUSTIQUE

**Spécialité de doctorat : Mécanique des fluides**

Soutenue publiquement le /2022, par :  
LORRIS GOND

Sous la direction de :  
E. Mignot  
J. Le Coz

---

# ÉTUDE DU MÉLANGE TRANSVERSE EN ÉCOULEMENT À SURFACE LIBRE NON UNIFORME

---

Manuscrit en français / Manuscript in French

Devant le jury composé de :

David Hurther, Directeur de recherche CNRS, Université Grenoble-Alpes  
Tom De Mulder, Professeur, Université de Gand, Belgique  
Ivana Vinkovic-Descotes, Professeur, Université Lyon 1  
Kamal El-Kadi Abderrezzak, Ingénieur Chercheur Expert HDR, EDF  
Jean-Luc Bertrand-Krajewski, Professeur, INSA Lyon  
Emmanuel Mignot, Maître de conférence HDR, INSA Lyon  
Jérôme Le Coz, Chercheur HDR, INRAE  
Lylia Kateb, Ingénieur, CEA Cadarache

Rapporteur  
Rapporteur  
Examinatrice  
Examinateur  
Examinateur  
Directeur de thèse  
Invité  
Invitée



## Département FEDORA – INSA Lyon - Ecoles Doctorales

SIGLE	ECOLE DOCTORALE	NOM ET COORDONNEES DU RESPONSABLE
<b>CHIMIE</b>	<b>CHIMIE DE LYON</b> <a href="https://www.edchimie-lyon.fr">https://www.edchimie-lyon.fr</a> Sec. : Renée EL MELHEM Bât. Blaise PASCAL, 3e étage secretariat@edchimie-lyon.fr	<b>M. Stéphane DANIELE</b> C2P2-CPE LYON-UMR 5265 Bâtiment F308, BP 2077 43 Boulevard du 11 novembre 1918 69616 Villeurbanne <a href="mailto:directeur@edchimie-lyon.fr">directeur@edchimie-lyon.fr</a>
<b>E.E.A.</b>	<b>ÉLECTRONIQUE, ÉLECTROTECHNIQUE, AUTOMATIQUE</b> <a href="https://edeea.universite-lyon.fr">https://edeea.universite-lyon.fr</a> Sec. : Stéphanie CAUVIN Bâtiment Direction INSA Lyon Tél : 04.72.43.71.70 secretariat.edeea@insa-lyon.fr	<b>M. Philippe DELACHARTRE</b> INSA LYON Laboratoire CREATIS Bâtiment Blaise Pascal, 7 avenue Jean Capelle 69621 Villeurbanne CEDEX Tél : 04.72.43.88.63 <a href="mailto:philippe.delachartre@insa-lyon.fr">philippe.delachartre@insa-lyon.fr</a>
<b>E2M2</b>	<b>ÉVOLUTION, ÉCOSYSTÈME, MICROBIOLOGIE, MODÉLISATION</b> <a href="http://e2m2.universite-lyon.fr">http://e2m2.universite-lyon.fr</a> Sec. : Sylvie ROBERJOT Bât. Atrium, UCB Lyon 1 Tél : 04.72.44.83.62 secretariat.e2m2@univ-lyon1.fr	<b>M. Philippe NORMAND</b> Université Claude Bernard Lyon 1 UMR 5557 Lab. d'Ecologie Microbienne Bâtiment Mendel 43, boulevard du 11 Novembre 1918 69 622 Villeurbanne CEDEX <a href="mailto:philippe.normand@univ-lyon1.fr">philippe.normand@univ-lyon1.fr</a>
<b>EDISS</b>	<b>INTERDISCIPLINAIRE SCIENCES-SANTÉ</b> <a href="http://ediss.universite-lyon.fr">http://ediss.universite-lyon.fr</a> Sec. : Sylvie ROBERJOT Bât. Atrium, UCB Lyon 1 Tél : 04.72.44.83.62 secretariat.ediss@univ-lyon1.fr	<b>Mme Sylvie RICARD-BLUM</b> Institut de Chimie et Biochimie Moléculaires et Supramoléculaires (ICBMS) - UMR 5246 CNRS - Université Lyon 1 Bâtiment Raulin - 2ème étage Nord 43 Boulevard du 11 novembre 1918 69622 Villeurbanne Cedex Tél : +33(0)4 72 44 82 32 <a href="mailto:sylvie.ricard-blum@univ-lyon1.fr">sylvie.ricard-blum@univ-lyon1.fr</a>
<b>INFOMATHS</b>	<b>INFORMATIQUE ET MATHÉMATIQUES</b> <a href="http://edinfomaths.universite-lyon.fr">http://edinfomaths.universite-lyon.fr</a> Sec. : Renée EL MELHEM Bât. Blaise PASCAL, 3e étage Tél : 04.72.43.80.46 infomaths@univ-lyon1.fr	<b>M. Hamamache KHEDDOUCI</b> Université Claude Bernard Lyon 1 Bât. Nautibus 43, Boulevard du 11 novembre 1918 69 622 Villeurbanne Cedex France Tél : 04.72.44.83.69 <a href="mailto:hamamache.kheddouci@univ-lyon1.fr">hamamache.kheddouci@univ-lyon1.fr</a>
<b>Matériaux</b>	<b>MATÉRIAUX DE LYON</b> <a href="http://ed34.universite-lyon.fr">http://ed34.universite-lyon.fr</a> Sec. : Yann DE ORDENANA Tél : 04.72.18.62.44 yann.de-ordenana@ec-lyon.fr	<b>M. Stéphane BENAYOUN</b> Ecole Centrale de Lyon Laboratoire LTDS 36 avenue Guy de Collongue 69134 Ecully CEDEX Tél : 04.72.18.64.37 <a href="mailto:stephane.benayoun@ec-lyon.fr">stephane.benayoun@ec-lyon.fr</a>
<b>MEGA</b>	<b>MÉCANIQUE, ÉNERGÉTIQUE, GÉNIE CIVIL, ACOUSTIQUE</b> <a href="http://edmega.universite-lyon.fr">http://edmega.universite-lyon.fr</a> Sec. : Stéphanie CAUVIN Tél : 04.72.43.71.70 Bâtiment Direction INSA Lyon mega@insa-lyon.fr	<b>M. Jocelyn BONJOUR</b> INSA Lyon Laboratoire CETHIL Bâtiment Sadi-Carnot 9, rue de la Physique 69621 Villeurbanne CEDEX <a href="mailto:jocelyn.bonjour@insa-lyon.fr">jocelyn.bonjour@insa-lyon.fr</a>
<b>ScSo</b>	<b>ScSo*</b> <a href="https://edsciencessociales.universite-lyon.fr">https://edsciencessociales.universite-lyon.fr</a> Sec. : Mélina FAVETON INSA : J.Y. TOUSSAINT Tél : 04.78.69.77.79 melina.faveton@univ-lyon2.fr	<b>M. Christian MONTES</b> Université Lumière Lyon 2 86 Rue Pasteur 69365 Lyon CEDEX 07 <a href="mailto:christian.montes@univ-lyon2.fr">christian.montes@univ-lyon2.fr</a>

\*ScSo : Histoire, Géographie, Aménagement, Urbanisme, Archéologie, Science politique, Sociologie, Anthropologie

# Résumé

Ce travail de thèse s'inscrit dans une problématique de modélisation et gestion des rejets en rivière, et plus particulièrement sur la façon dont les rejets se mélangent au sein d'une section perpendiculaire à l'écoulement. La prédiction de ce mélange est essentielle pour estimer les niveaux de concentration à l'aval des rejets et anticiper les impacts sanitaires et environnementaux. Elle se fait habituellement à l'aide d'un modèle simplifié qui suppose un écoulement uniforme longitudinalement (vitesse et profondeur constantes le long du cours d'eau), et introduit un coefficient dit « de mélange transverse », qui quantifie l'efficacité du mélange. Les études en rivière supposent l'uniformité longitudinale de l'écoulement, et rapportent des valeurs de ce coefficient souvent bien supérieures à celles en laboratoire pour lesquelles l'uniformité longitudinale de l'écoulement est vérifiée, et ce, sans explication plausible. L'objectif de cette thèse est de vérifier si le mélange transverse en rivière est accentué par un écoulement non-uniforme (accélééré ou décélééré) souvent observé sur le terrain, et non étudié en laboratoire. Pour répondre à cet objectif, des expériences de traçages in-situ ont eu lieu dans la Durance, une rivière de piémont présentant des écoulements non-uniformes longitudinalement. Une première campagne de mesure en rivière met en évidence une augmentation du coefficient de mélange transverse avec l'augmentation du paramètre de non-uniformité longitudinale de l'écoulement, aboutissant à une loi empirique permettant de prédire et d'expliquer les fortes valeurs du coefficient en rivières. Une deuxième campagne montre ensuite la forte influence de la résolution spatiale des mesures utilisées pour moyenniser les paramètres hydrauliques du modèle simplifié, ainsi que le paramètre de non-uniformité. Enfin, une étude en conditions contrôlées de laboratoire, produisant des écoulements accélérés, confirme l'augmentation du coefficient de mélange transverse par rapport à un écoulement uniforme. Des expérimentations plus poussées restent cependant requises afin de comprendre les mécanismes associés à l'augmentation de l'efficacité du mélange en écoulement non uniforme, ainsi que pour établir une loi opérationnelle permettant de prédire le coefficient de mélange transverse dans une de rivière de piémont.

# Abstract

Estimating the transverse mixing in rivers is essential for a better estimation of pollutant dispersion, and the determination of concentration levels in order to anticipate sanitary risks. It is usually estimated using a simple model that supposes uniform flow conditions in the main flow direction (constant flow velocity and depth along the direction of the flow), and introduces a "transverse mixing" coefficient that quantifies transverse mixing efficiency. River studies usually assume uniformity, and report values of the coefficient much higher than in laboratory studies for which the uniformity condition is verified, without explanation. The work presented here aims at verifying if the flow longitudinal non-uniformity (accelerated or decelerated), oftenly observed in rivers and not studied in laboratory, can increase the transverse mixing. In situ tracing experiments are undertaken in the Durance river, a piedmont river that exhibits a strong longitudinally non uniform flow. A first field experiment reveals the increase of the transverse mixing coefficient as the non-uniformity parameter increases. A new equation including the flow non-uniformity parameter fits our experimental data with high accuracy, and explains the high values of the transverse mixing coefficient in rivers. A second field experiment focuses on the difficulties of properly estimating the characteristic quantities of the mean flow and its impacts on the measured value of the transverse mixing coefficient. Finally, in situ experiment in a straight laboratory channel with controlled conditions confirms the increase of the transverse mixing efficiency in an accelerated flow compared to a uniform flow. Further experimentations are required in order to understand the physical mechanism responsible for this increase in a non uniform flow, and to determine a more general empirical law for predicting the value of the transverse mixing coefficient in a river.

# Remerciements

# Table des matières

## Remerciements

## Nomenclature

<b>1</b>	<b>Introduction générale</b>	<b>1</b>
1	Le mélange de polluant en rivière . . . . .	1
1.1	Problématiques liées au mélange de polluant en rivière . . . . .	1
1.2	Périmètre de l'étude . . . . .	3
1.3	Estimer le coefficient de mélange transverse $E_y$ . . . . .	5
1.4	Principaux résultats sur le coefficient de mélange transverse en canal de laboratoire et en rivière . . . . .	7
2	Problématique de la thèse . . . . .	9
3	Organisation de la thèse . . . . .	11
<b>2</b>	<b>État de l'art</b>	<b>13</b>
1	Modélisation du mélange . . . . .	13
1.1	Introduction . . . . .	13
1.2	Équations de base . . . . .	15
1.3	Modèle de diffusion Fickien . . . . .	17
1.4	Cas des écoulements à surface libre . . . . .	18
1.5	Influences de la non-uniformité sur la dynamique de l'écoulement . . . . .	22
2	Modèle de mélange 1D . . . . .	29
2.1	En cours d'eau uniforme transversalement . . . . .	29
2.2	En cours d'eau non uniforme transversalement . . . . .	30
2.3	Solution générale . . . . .	32
3	Estimation du coefficient de mélange transverse . . . . .	34
3.1	Méthodes d'estimation . . . . .	35
3.2	Analyse dimensionnelle . . . . .	37
3.3	Bilan des études en laboratoire . . . . .	38
3.4	Bilan des études en rivières . . . . .	45
4	Objectifs de la thèse . . . . .	50
<b>3</b>	<b>Expérimentations en rivière</b>	<b>53</b>
1	Approches méthodologiques de la littérature . . . . .	53
2	Choix de la zone d'étude . . . . .	55
3	Approche méthodologique pour les expériences en rivière . . . . .	60
3.1	Déploiement des mesures sur le terrain . . . . .	60

## TABLE DES MATIÈRES

3.2	Traitement des résultats de traçage . . . . .	63
3.3	Synthèse de l'approche expérimentale de terrain . . . . .	65
4	Matériels de mesure en rivière . . . . .	66
4.1	Mesure de profils de vitesse et de profondeur d'eau avec l'ADCP . . . . .	67
4.2	Mesure hydraulique à la perche transparente . . . . .	72
4.3	Caractérisation du coefficient de frottement et du paramètre de non-uniformité . . . . .	73
4.4	Choix du traceur et du mode d'injection . . . . .	74
4.5	Mesure de concentration . . . . .	76
5	Estimations des incertitudes de mesures expérimentales en rivière . . . . .	80
5.1	Incertitudes sur les mesures hydrauliques . . . . .	80
5.2	Incertitudes sur les mesures de concentration et sur l'ajustement du modèle . . . . .	82
6	Bilan . . . . .	83
<b>4</b>	<b>Influence de la non-uniformité longitudinale de l'écoulement sur le coefficient de mélange transverse</b> . . . . .	<b>84</b>
1	Introduction . . . . .	84
1.1	Objectifs . . . . .	84
2	Caractérisation hydraulique . . . . .	85
2.1	Segmentation de la zone d'étude . . . . .	85
2.2	Description hydraulique . . . . .	94
3	Résultats des expériences de traçage . . . . .	97
3.1	Mesure du coefficient de mélange . . . . .	97
3.2	Influence des paramètres hydrauliques . . . . .	101
3.3	Influence de la non uniformité longitudinale . . . . .	102
4	Discussion . . . . .	103
4.1	Comparaison avec la littérature . . . . .	103
4.2	Influence du type de faciès et de la non-uniformité . . . . .	105
4.3	Conclusion . . . . .	105
<b>5</b>	<b>Influence de la résolution longitudinale des mesures hydrauliques sur l'estimation de l'efficacité du mélange</b> . . . . .	<b>108</b>
1	Introduction . . . . .	108
1.1	Rappel du chapitre précédent . . . . .	108
1.2	Objectifs de ce chapitre . . . . .	109
1.3	Déroulement de la campagne de mesure . . . . .	109
2	Protocole expérimental . . . . .	110
2.1	Segmentation de la zone d'étude en tronçons . . . . .	110
2.2	Description hydraulique . . . . .	113
3	Influence de la résolution longitudinale sur les grandeurs hydrauliques moyennes . . . . .	115
4	Facteurs influençant l'estimation du coefficient de mélange transverse . . . . .	121
4.1	Influence de la résolution longitudinale de la caractérisation hydraulique . . . . .	121
4.2	Influence des paramètres hydrauliques . . . . .	123
4.3	Influence de la position d'injection sur l'ajustement du modèle de mélange 1D . . . . .	126
5	Discussion . . . . .	129

5.1	Bilan des résultats de la deuxième campagne de mesure . . . . .	129
5.2	Comparaison des résultats avec la littérature . . . . .	130
5.3	Conclusion . . . . .	133
<b>6</b>	<b>Expérimentations en écoulements accélérés de laboratoire</b>	<b>134</b>
1	Introduction . . . . .	134
1.1	Rappel des chapitres précédents . . . . .	134
1.2	Objectifs de ce chapitre . . . . .	135
2	Dispositif expérimental . . . . .	135
2.1	Canal hydraulique . . . . .	135
2.2	Expériences de traçage . . . . .	137
2.3	Caractérisation hydraulique . . . . .	144
3	Résultats . . . . .	151
4	Discussion . . . . .	153
<b>7</b>	<b>Conclusion générale</b>	<b>156</b>
1	Bilan des travaux réalisés . . . . .	156
1.1	Approche de la thèse . . . . .	156
1.2	Résultats principaux . . . . .	157
2	Discussion générale des résultats . . . . .	158
2.1	Problème de résolution des mesures hydrauliques pour quantifier le mélange en écoulement non uniforme . . . . .	158
2.2	Problème d'incertitudes des mesures hydrauliques pour quantifier le mélange en écoulement non uniforme . . . . .	159
2.3	Intensification du mélange par la non-uniformité longitudinale . . . . .	160
2.4	Quel paramètre utiliser pour expliquer l'augmentation du coefficient de mélange transverse adimensionnel en rivière ? . . . . .	162
3	Perspectives de recherche . . . . .	162
<b>A</b>	<b>Annexe A</b>	<b>164</b>
1	Introduction . . . . .	164
2	Configurations étudiées . . . . .	164
3	Résultats . . . . .	165
4	Conclusion . . . . .	167
<b>B</b>	<b>Annexe B</b>	<b>168</b>
	<b>Transverse mixing in rivers with longitudinally varied morphology, WRR 2021</b>	<b>168</b>

# Nomenclature

## Symboles

$\eta$	Débit cumulé adimensionnel
$\beta$	Paramètre d'équilibre gradient-pression [-]
$\lambda$	Coefficient de Darcy-Weisbach
$\psi$	Facteur de forme [-]
$\rho$	Masse volumique
$\sigma^2$	Variance [-]
$B$	Facteur de diffusion moyen ( $m^5/s^{-2}$ )
$c$	concentration ( $kg/m^3$ )
$D_h$	Diamètre hydraulique [m]
$E_y$	Coefficient de mélange transverse ( $m^2/s$ )
$F_r$	Nombre de Froude [-]
$f_s$	Fréquence d'échantillonnage [ $H_z$ ]
$g$	Accélération de la pesanteur [ $m/s^2$ ]
$h$ ou $H$	Profondeur d'eau [m]
$J_f$	Pente de charge [-]
$J_s$	Pente de la surface libre [-]
$K$	Coefficient de non-uniformité [-]
$m$	Masse [kg]
$Q$	Débit total du cours d'eau [ $m^3/s$ ]
$Re$	Nombre de Reynolds [-]
$S_n$	Sinuosité du cours d'eau [-]
$t$	Temps [s]
$u$ ou $U$	Vitesse longitudinale [m/s]
$U_*$	Vitesse de frottement [m/s]
$u_f$	Incertitude relative sur une grandeur $f$ [-]
$W$	Largeur au miroir du cours d'eau [m]
$x$	Direction de l'axe longitudinal à l'écoulement

$y$	Direction de l'axe transverse à l'écoulement
$z$	Direction suivant l'axe vertical
$z_b$	Altitude locale du fond du cours d'eau [m]
$z_f$	Charge locale de l'écoulement [m]
$z_s$	Altitude locale de la surface libre de l'écoulement [m]

**Indices**

$\eta$	Direction suivant l'axe ' $\eta$ '
$m$	moyennée spatiale (verticale, transverse, et longitudinale)
$y$	Direction suivant l'axe ' $y$ '

**Signes**

$\sim$	moyenne sur la verticale
--------	--------------------------

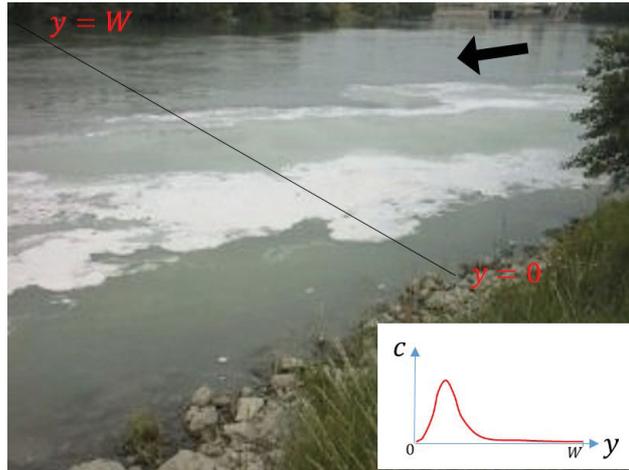
# Chapitre 1

## Introduction générale

### 1 Le mélange de polluant en rivière

#### 1.1 Problématiques liées au mélange de polluant en rivière

Les rivières constituent une ressource fondamentale pour les sociétés humaines, ainsi que pour la survie de la faune et la flore. Cependant, ce sont des systèmes complexes présentant des morphologies variées qui sont de plus en plus impactés par les activités humaines. L'usage des rivières comme exutoires de liquides industriels, agricoles et domestiques est courant, et ce depuis la sédentarisation des sociétés humaines. On peut lister aujourd'hui, les rejets de stations d'épuration industrielles ou des agglomérations, des rejets d'eau chaude de centrales nucléaires, etc. Mais il y a aussi des rejets accidentels : comme en juillet 2001 à St Fons (France) où 100 à 180 kg de lait de chaux se sont déversés dans le Rhône à la suite du dysfonctionnement d'une installation de neutralisation dans une usine chimique (cf. figure 1.1a); ou plus récemment en février 2021 sur l'Isle à Moulin Neuf (France) où une usine de papeterie n'a pas pu contenir les effluents de sa station d'épuration (cf. figure 1.1b); ou encore par l'introduction de polluants depuis la route suite à un accident routier tel qu'en 2000 à Charroux (France) où un poids lourd explose après avoir percuté un poteau électrique, déversant 25 m<sup>3</sup> de fioul dans un affluent de la Charente (source : <https://www.aria.developpement-durable.gouv.fr>).



(a) source : <https://www.aria.developpement-durable.gouv.fr/>

### Dordogne : l'Isle polluée par la station d'épuration d'une papeterie

Jean-Charles Lagrange est un pêcheur, et un homme écœuré. Depuis des semaines il a vu se répandre une mousse marron et malodorante sur sa rivière, l'Isle. Responsable, une papeterie qui n'a pas pu contenir les effluents de sa station d'épuration

Publié le 16/03/2021 à 19h18 • Mis à jour le 17/03/2021 à 14h15



(b) source : <https://france3-regions.francetvinfo.fr/>

FIGURE 1.1 – Exemple de pollutions accidentelles : (a) Pollution du Rhône au lait de chaux et représentation schématique de la distribution transverse de la concentration en polluant ;  $C$  représente la concentration en chaux,  $y$  la coordonnée transverse, et  $W$  (m) la largeur au miroir du cours d'eau à la section considérée, (b) Pollution de la Dordogne par les effluents d'une papeterie

Avec l'augmentation simultanée des demandes en eau et des rejets engendrés par les activités humaines, il devient nécessaire de définir des critères spécifiques à respecter pour subvenir à tous les besoins variés. Aujourd'hui, une réglementation existe afin de protéger la qualité des eaux des cours d'eau en France. Elle repose d'abord, au niveau chimique, sur la mise en place de seuils maximum de concentrations en substances autorisées dans les eaux et sédiments de rivière, avec l'arrêté ministériel du 21 novembre 2017 (source : <https://www.legifrance.gouv.fr>). Ensuite, sur le contrôle des installations d'assainissement et de transports des eaux usées, tel qu'avec l'arrêté ministériel du 22 juin 2007 (source : <https://www.legifrance.gouv.fr>). Et fi-

---

nalement, sur les rejets mêmes, en imposant encore des seuils maximum de concentrations en substances autorisées rejetées par un industriel ainsi qu'une limite sur la longueur nécessaire au mélange de ces rejets, i.e. longueur de la zone de mélange.

L'article 8 de l'arrêté ministériel du 27 juillet 2015 vise à limiter la longueur de zone de mélange, à l'aval des rejets industriels de la façon suivante :

"La longueur d'une zone de mélange est proportionnée à la largeur de la masse d'eau et ne peut dépasser :

- dix fois la largeur du cours d'eau au droit du point de rejet ;
- dix pour cent de la longueur de la masse d'eau dans laquelle s'effectue le rejet ;
- un kilomètre."

La masse d'eau est une définition administrative visant à découper un cours d'eau (source : <https://data.eaufrance.fr/concept/masse-deau>). La longueur de la masse d'eau est délimitée par la longueur du cours d'eau, tel qu'un segment de rivière compris entre deux seuils ou barrages successifs.

Bien qu'il n'y ait pas de définition administrative précise de la longueur de la zone de mélange, elle est a priori fondée sur une expertise de ce qui est acceptable. Elle est donc généralement définie comme la longueur de bon mélange  $L_{my}$  ( $m$ ), déterminée comme la distance maximale nécessaire pour homogénéiser les concentrations en substances dans la section transverse de la rivière. Un critère généralement trouvé, i.e. critère de bon mélange transverse, est la distance à partir de laquelle l'écart relatif à la concentration moyenne dans une section transverse de la rivière est inférieur à 5% en tout point de cette section (Rutherford, 1994). Le bon mélange transverse est aussi requis pour la mesure de débit (jaugeage) par dilution de traceur (salin, fluorescent), utilisée en hydrométrie (cf. Dramais et al., 2021).

Prédire l'écart à la concentration transverse moyenne de ces substances, sur l'ensemble d'une section transverse de la rivière à l'aval d'un rejet permet alors de délimiter la zone de mélange, et de quantifier sa longueur. D'autre part, cela permet aussi de déterminer la répartition spatiale de la concentration en substances partout dans cette zone à l'aide de modèle prédictifs, et notamment dans les zones écologiques à risques. Dans une optique de gestion de la qualité de l'eau, ces problématiques écologique et réglementaire nécessitent donc une étude approfondie des mécanismes à l'origine du mélange des substances dans les rivières, ainsi que leur représentation dans les modèles prédictifs.

## 1.2 Périmètre de l'étude

Les gestionnaires de rivière, les organismes de contrôle de l'État (police de l'eau), ainsi que les exploitants de sites industriels, doivent pouvoir simuler l'évolution des eaux rejetées avec des modèles de mélange simplifiés et rapides à mettre en place pour une application opérationnelle.

Pour simplifier l'étude tout en couvrant la majorité des cas rencontrés, certaines hypothèses sont courantes. Bien que certains types de rejets impliquent des eaux à densité différente de l'eau de rivière, tels qu'un rejet d'eau chaude (moins dense) ou chargé de particules en suspension (plus dense), l'étude présentée ici va se limiter à des cas où les eaux rejetées présentent une densité proche celle de l'eau de la rivière. Ainsi, tous les phénomènes liés à des différences de densité seront négligés par la suite.

On considérera aussi les deux types principaux de rejets : 1) des rejets continus, tels qu'en sortie de station d'épuration, pour lesquels les eaux sont rejetées avec un débit constant sur un temps suffisamment long pour que les concentrations en substances dans la rivière à l'aval du rejet ne varient plus avec le temps ; et 2) des rejets instantanés, où des substances sont rejetées dans le cours d'eau sur un temps court (quelques secondes).

De plus, la géométrie du rejet, ainsi que sa position dans la rivière, vont fortement influencer le mélange des substances dans les trois directions spatiales sur les premiers mètres à l'aval du lieu de rejet. On retrouve généralement des rejets depuis une berge, avec des géométries de rejets variées. On trouve par exemple des jets plongeants (cf. figure 1.2a), des déversoirs en surface (cf. figure 1.2b), des jets immergés ou semi immergés, orientés vers l'amont ou l'aval (cf. figure 1.2c), etc. Notre étude va se limiter au cas idéal où les substances sont introduites sans perturber l'écoulement de la rivière (débit et quantité de mouvement négligeables devant ceux du cours d'eau).



(a) source : lesaffaires.com



(b) source : wikydro.developpement-durable.gouv.fr



(c) source : huffingtonpost.fr

FIGURE 1.2 – Quelques géométries de rejet en rivière : (a) jet plongeant à forte vitesse, (b) jet tombant à faible vitesse, (c) canal urbain à fort débit par rapport au débit du cours d'eau

Par ailleurs, comme une rivière est en général bien plus large que profonde, les concentrations en substances deviennent rapidement homogènes sur la verticale, i.e. sur une distance de l'ordre de 50 fois la profondeur moyenne (Rutherford, 1994). Au delà de cette distance, l'homogénéisation des concentrations dans la section transverse est donc principalement contrainte par le mélange des substances dans la direction transverse.

Une modélisation simplifiée du mélange se limitant à l'étude du mélange transverse dans un écoulement uniforme peut donc être employée, i.e. un modèle à une dimension de mélange (modèle de mélange 1D) et à coefficients constants qui sera présenté par la suite et qui prend la forme :

$$\frac{\partial \tilde{c}}{\partial x} = \frac{\psi U H^2 E_y}{Q^2} \frac{\partial^2 \tilde{c}}{\partial \eta^2} \quad (1.1)$$

où  $\tilde{c}$  est la concentration en substance moyennée sur la verticale ( $\text{kg/m}^3$ ), advectée à l'aval par la vitesse moyenne  $U$  (m/s), et qui tend à se mélanger transversalement suivant la coordonnée  $\eta$ .  $H$  (m) est la profondeur moyenne,  $\psi$  est une grandeur sans dimension (fonction de la vitesse et de la profondeur transverse),  $Q$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) est le débit total de l'écoulement, et  $x$  (m) est une coordonnée longitudinale.

Ce modèle considère un écoulement uniforme longitudinalement, i.e. où les grandeurs hydrauliques (vitesse, profondeur) et géométriques (pente, largeur, coefficient de frottement) sont considérées constantes suivant la direction de l'écoulement. Il fait intervenir le concept de coefficient de mélange transverse  $E_y$  ( $\text{m}^2/\text{s}$ ) moyen transversalement (et longitudinalement), qui quantifie l'efficacité du mélange d'une substance dans la direction transverse au sein d'une zone du cours d'eau.  $E_y$  est donc ici une constante dont le défi principal pour les experts est d'en déterminer la valeur en fonction des caractéristiques du cours d'eau et du rejet.

Le type de rejet, continu ou instantané, va permettre de choisir la grandeur caractéristique à suivre pour étudier le mélange. Pour un rejet continu, le modèle permet de déterminer l'évolution spatiale de la concentration en substance (cf. figure 1.3a et 1.4a), et donc l'évolution longitudinale du profil transverse de concentration  $c$  ( $\text{kg/m}^3$ ).

Pour un rejet instantané, les eaux rejetées vont se diluer dans la direction transverse et longitudinale, et la concentration en substance en un point fixe va dépendre du temps  $t$  (s). Un modèle à deux dimensions de mélange (modèle 2D transverse et longitudinale) peut alors être employé pour prédire l'évolution temporelle et spatiale de la concentration (Seo et al., 2016). En revanche, pour restreindre l'étude à un modèle 1D simple et opérationnel, on introduit le dosage  $\theta$  ( $\text{kg.s/m}^3$ ), et on remplace  $c$  par  $\theta$  dans l'équation 1.1. Le dosage peut être vu comme la masse de substance cumulée transitant en un point de l'espace. Le modèle Eq. 1.1 permet alors de déterminer l'évolution longitudinale du profil transverse de dosage (cf. figure 1.3b et 1.4b) (Beltaos, 1980).

### 1.3 Estimer le coefficient de mélange transverse $E_y$

La connaissance du coefficient de mélange transverse est donc critique pour l'utilisation du modèle de mélange 1D simplifié par les gestionnaires de cours d'eau, afin de simuler le mélange d'une substance rejetée. Dans la littérature, les valeurs de coefficient de mélange sont en général déterminées au travers d'expériences de traçage couplées à des mesures hydrauliques, qui permettent de mesurer expérimentalement les grandeurs  $\Phi$ ,  $U$ ,  $H$ ,  $\psi$ , et ainsi de résoudre l'équation 1.1. Ce sont des expériences lourdes, demandant de l'équipement, du temps et de la main d'œuvre spécialisée. Elles consistent à simuler une pollution en introduisant de manière contrôlée un traceur facilement mesurable, et de mesurer des profils transverses de concentration  $c$  (pour une injection continue) ou de dosage  $\theta$  (pour une injection instantanée) à l'aide de

sondes positionnées au sein d'une ou plusieurs sections transverses à l'aval du point de rejet. En supposant l'uniformité longitudinale de l'écoulement, et en calibrant le modèle de mélange 1D pour que les profils transverses de concentration ou dosage calculés approchent au mieux les profils mesurés, il est possible de déterminer la valeur du coefficient de mélange  $E_y$  représentant le mieux le mélange transverse d'une zone d'étude. Une calibration du modèle 1D est donnée dans le cas d'un rejet continu dans la figure 1.4a, tirée de la publication de Yotsukura & Cobb (1972) pour le cas d'un rejet continu, tandis que le cas d'un rejet instantané est représenté dans la figure 1.4b, tirée de la publication de Beltaos (1980).

Cette procédure a d'abord été entreprise à la fin des années 1950 et au début des années 1960 en canal de laboratoire dans le cadre des travaux de Elder (1959), adaptant l'étude de Taylor (1954) dans des tuyaux, aux canaux droits à surface libre, et en rivière dans les travaux de Hull (1962). Ces travaux ont motivé par la suite beaucoup d'autres études en laboratoire, telles que celles de Sayre & Chang (1968), Okoye (1971), Fischer & Hanamura (1975), Webel & Schatzmann (1984), etc., et en rivière telles que celles de Holley & Abraham (1973), Yotsukura & Cobb (1972), Seo et al. (2006;2016), etc. L'objectif de l'ensemble de ces travaux était notamment de déterminer l'influence de différents paramètres caractéristiques du cours d'eau sur la valeur de  $E_y$ .

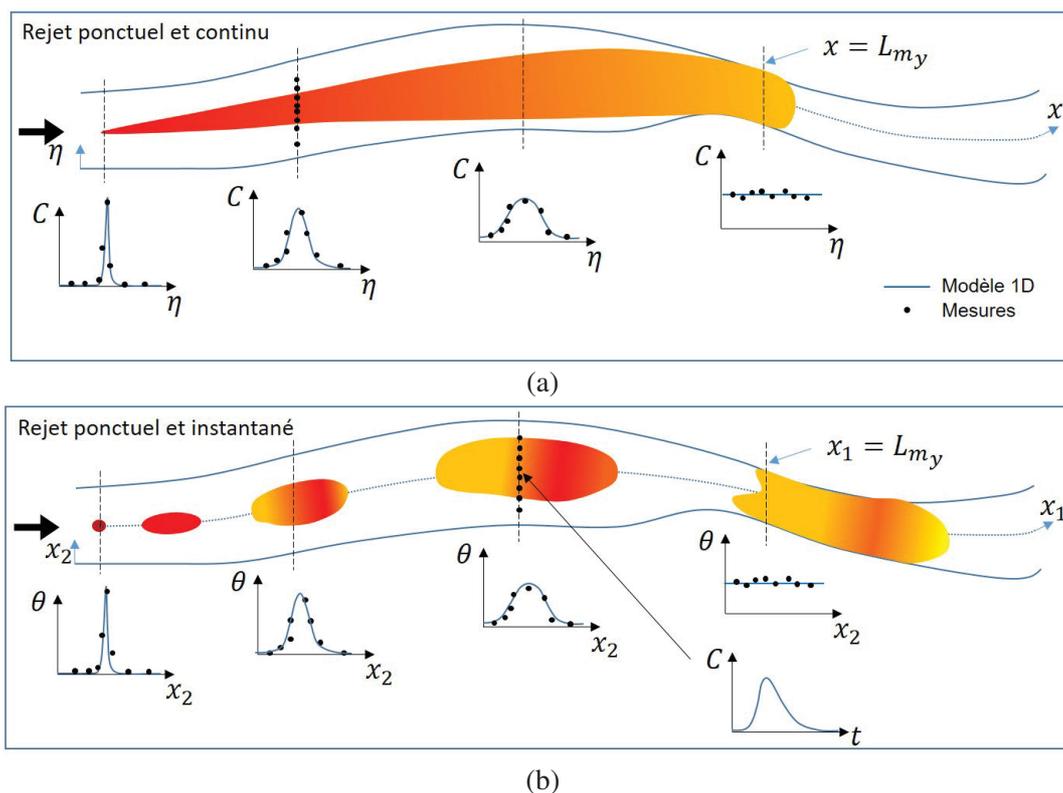


FIGURE 1.3 – Deux types de rejet ponctuel au centre d'un cours d'eau : (a) un rejet continu, (b) un rejet instantané. Les flèches noires indiquent le sens de l'écoulement, les segments en tirets noirs représentent des sections de mesure de concentration.  $c$  est la concentration, pour le cas d'un rejet continu,  $\theta$  est le dosage, pour le cas d'un rejet instantané, et  $\eta$  la coordonnée transverse. La couleur représente la concentration, du rouge à forte concentration au jaune à faible concentration.

Pour anticiper le mélange à l’aval d’un point de rejet, les gestionnaires des cours d’eau peuvent alors, soit estimer le coefficient  $E_y$  du site par l’analyse de la base de donnée établie dans la littérature, soit effectuer une expérience de traçage. Dans ce cas, le coefficient  $E_y$  ainsi obtenu sera caractéristique du cours d’eau, mais aussi des conditions hydrauliques ( $U$ ,  $H$ ,  $\psi$ ) du jour de l’expérience. Or, il est inenvisageable d’effectuer une expérience de traçage pour chaque condition possible du lieu d’étude. Il paraît plus réaliste de passer par une modélisation, et donc de chercher à prédire la valeur du coefficient de mélange transverse à partir de ces conditions hydrauliques seules. Plusieurs équipes de chercheurs, telles que Jeon et al. (2007), Aghababaei et al. (2017) et Huai et al. (2018), ont tenté de construire des lois empiriques plus ou moins complexes, basées sur les paramètres adimensionnels caractéristiques du cours d’eau, dans le but de prédire le coefficient de mélange  $E_y$  à partir des grandeurs hydrauliques mesurées. Ces lois, dont l’efficacité prédictive reste discutable, seront présentées par la suite.

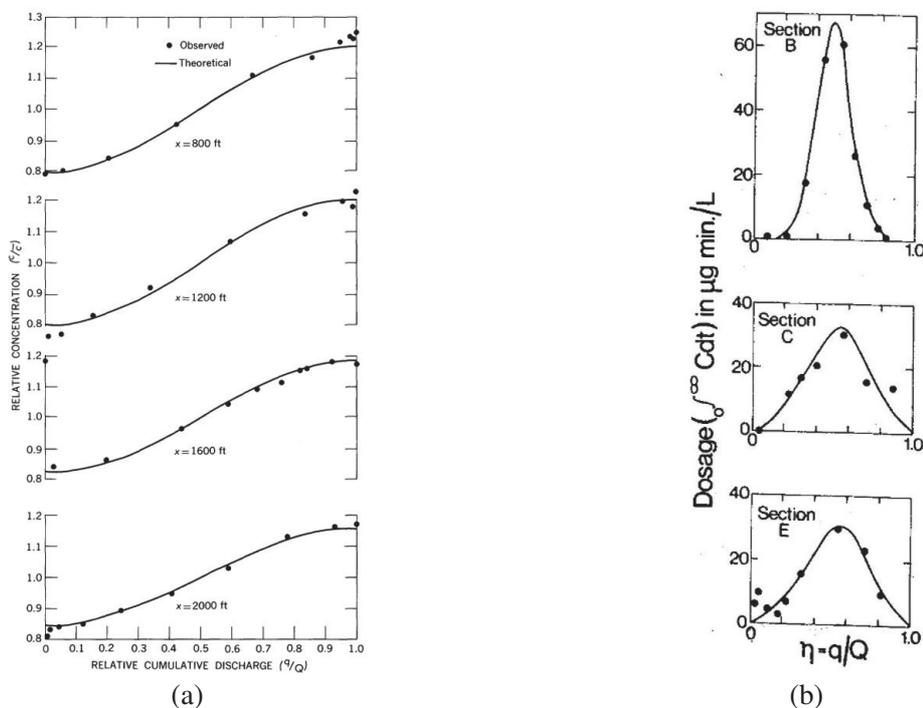


FIGURE 1.4 – Exemples de calibration du modèle 1D dans le cas d’un rejet : (a) continu en berge pour la concentration (cf. Yotsukura & Cobb, 1972), (b) instantané au centre pour le dosage (cf. Beltaos, 1980)

## 1.4 Principaux résultats sur le coefficient de mélange transverse en canal de laboratoire et en rivière

Les études expérimentales de la littérature ont cherché à mettre en évidence des relations entre le coefficient de mélange  $E_y$  adimensionné par le produit d’une distance et d’une vitesse caractéristique, et des paramètres sans dimension issues de l’analyse dimensionnelle et caractérisant l’écoulement. Ces paramètres sont généralement au nombre de cinq :

- 1) le coefficient de frottement de Darcy-Weisbach  $\lambda$ , quantifiant l’importance de l’énergie turbulente sur l’énergie cinétique,

- 2) le rapport d'aspect  $W/H$ , avec  $W$  (m) la largeur moyenne du cours d'eau et  $H$  (m) la profondeur moyenne, quantifiant l'importance des courants 3D tels que les courants secondaires,
- 3) le nombre de Reynolds  $Re$ , le rapport des forces inertiels et des forces visqueuses,
- 4) le nombre de Froude  $Fr$ , le rapport de l'énergie cinétique sur l'énergie potentielle
- 5) la sinuosité  $S_n$ , le rapport de la distance curviligne sur la distance euclidienne entre deux points amont et aval de l'écoulement. La sinuosité est parfois remplacée par  $R_c/H$  dans un canal courbe, avec  $R_c$  (m) le rayon de courbure.

Les lois empiriques proposées dans la littérature sont généralement cherchées sous la forme :

$$\frac{E_y}{HU_*} = f_1\left(\lambda, \frac{W}{H}, Re, Fr, S_n\right) \quad (1.2)$$

où  $U_*$  (m/s) est la vitesse de frottement, et  $f_1$  une fonction des différents paramètres. Cependant, il est aussi possible d'utiliser la vitesse moyenne  $U$  pour l'adimensionalisation, et ainsi obtenir :

$$\frac{E_y}{HU} = f_2\left(\lambda, \frac{W}{H}, Re, Fr, S_n\right) \quad (1.3)$$

avec  $f_2$  une fonction des différents paramètres.

La littérature en canal droit de laboratoire tend à montrer que  $E_y/(HU_*) \approx 0.13$ , avec des variations allant de 0.11 jusqu'à 0.23 pour les cas de canaux droits simples. Des valeurs plus élevées en canaux courbes sont trouvées, allant 0.51 à 1.4. Les résultats d'expériences en laboratoire en canal droit à grand nombre de Reynolds (i.e. où l'influence des forces visqueuses est négligeable), notamment ceux de Webel & Schatzmann (1984), ont montré que  $E_y$  adimensionné par le produit  $HU$  dépend principalement de  $\lambda$ . Par ailleurs, leurs résultats montrent que le rapport d'aspect n'a pas d'influence sur  $E_y/(HU)$  lorsque  $W/H > 5$ , contrariant ainsi les conclusions de Lau & Krishnappan (1977) et Okoye (1971).

Concernant les expériences en rivière, il n'y a à ce jour aucun consensus sur l'importance de chaque paramètre sur le coefficient de mélange transverse. Une valeur moyenne est souvent donnée telle que  $E_y/(HU_*) \approx 0.6$ . Rutherford (1994) a proposé une classification des valeurs de  $E_y/(HU_*)$  en catégorisant les cours d'eau par leur morphologie méandrique, telle que :

$$\begin{aligned} \frac{E_y}{HU_*} &= 0.15 - 0.3 \text{ pour un cours d'eau droit} \\ &= 0.3 - 0.9 \text{ pour un cours d'eau faiblement méandrique} \\ &= 1 - 3 \text{ pour un cours d'eau fortement courbé} \end{aligned} \quad (1.4)$$

Un point important relevé ici est que les valeurs de coefficient de mélange obtenues en laboratoire constituent la gamme inférieure des valeurs obtenues sur le terrain. L'explication la plus courante liée à la classification ci-dessus, est la présence de méandres en rivière qui tendent à augmenter la valeur de  $E_y$  par rapport aux canaux de laboratoire. Néanmoins, Seo et al. (2016) ont effectué des expériences de traçage en rivières droites et méandriques, et rapportent des cas de forts coefficients de mélange adimensionnés ( $E_y/(HU_*) > 0.3$ ) pour certains cours d'eau droits, et des cas de faibles coefficients pour certains cours d'eau méandriques ( $E_y/(HU_*) < 0.3$ ), remettant ainsi en question la généralisation faite au travers de la classification de Rutherford et donc de l'influence des méandres.

## 2 Problématique de la thèse

Il semble que les différences entre les valeurs de  $E_y/(HU_*)$  en laboratoire et sur le terrain disponibles dans la littérature doivent avoir une origine différente. Le fait que celles obtenues en laboratoire constituent une limite inférieure à celles obtenues en cours d'eau naturels semble indiquer qu'un phénomène intervenant dans les rivières n'est pas représenté dans les expériences en laboratoire.

Une grande différence entre les études en laboratoire et sur le terrain est que pour un écoulement en canal de laboratoire, les conditions hydrauliques sont contrôlées par les expérimentateurs, et l'écoulement étudié est systématiquement uniforme longitudinalement, c'est-à-dire que la profondeur d'eau et la vitesse de l'écoulement sont maintenues constantes de l'injection à la (ou aux) section(s) de mesure de concentration. L'hypothèse d'uniformité longitudinale de l'écoulement sur laquelle se base le modèle 1D est donc imposée, et vérifiée. En revanche, un cours d'eau naturel va présenter une géométrie complexe et non-uniforme, avec des variations longitudinales de morphologie et de rugosité, notamment en rivières de piémont avec des pentes importantes. Ces rivières vont présenter des méandres (cf. figure 1.5a), des zones rectilignes lentes et à fort rapport d'aspect (cf. figure 1.5b) ou rapides et à plus faible rapport d'aspect (cf. figure 1.5c), ou encore des zones avec des macro-rugosités (cf. figure 1.5d). Elles peuvent aussi présenter des successions de radiers à forte pente (cf. figure 1.5f), i.e. où l'écoulement est rapide et peu profond, et des mouilles à faible pente (cf. figure 1.5e), i.e. où l'écoulement est lent et profond, et accompagnées de zones d'accélération et décélération intermédiaires.



FIGURE 1.5 – Différentes morphologies observées dans la Durance depuis l'amont au Pont de l'Archidiacre, à Valsерres, jusqu'à l'aval à Monétier-Allemond. Les flèches noires indiquent le sens de l'écoulement

Par ailleurs, les expériences en rivière de la littérature s'effectuent sur de grandes distances. Les écoulements sont caractérisés seulement à partir de mesures hydrauliques et de concentration faites sur quelques sections de contrôle éloignées de cent à plusieurs centaines de mètres (Yotsukura & Cobb, 1972; Seo et al., 2006), cf. figure 1.6a, jusqu'à plusieurs kilomètres (Beltaos, 1980; Rutherford, 1992; etc.), cf. figure 1.6b. L'uniformité longitudinale de l'écoulement n'est alors pas assurée, et dans ces études, les variations longitudinales sont simplement ignorées.

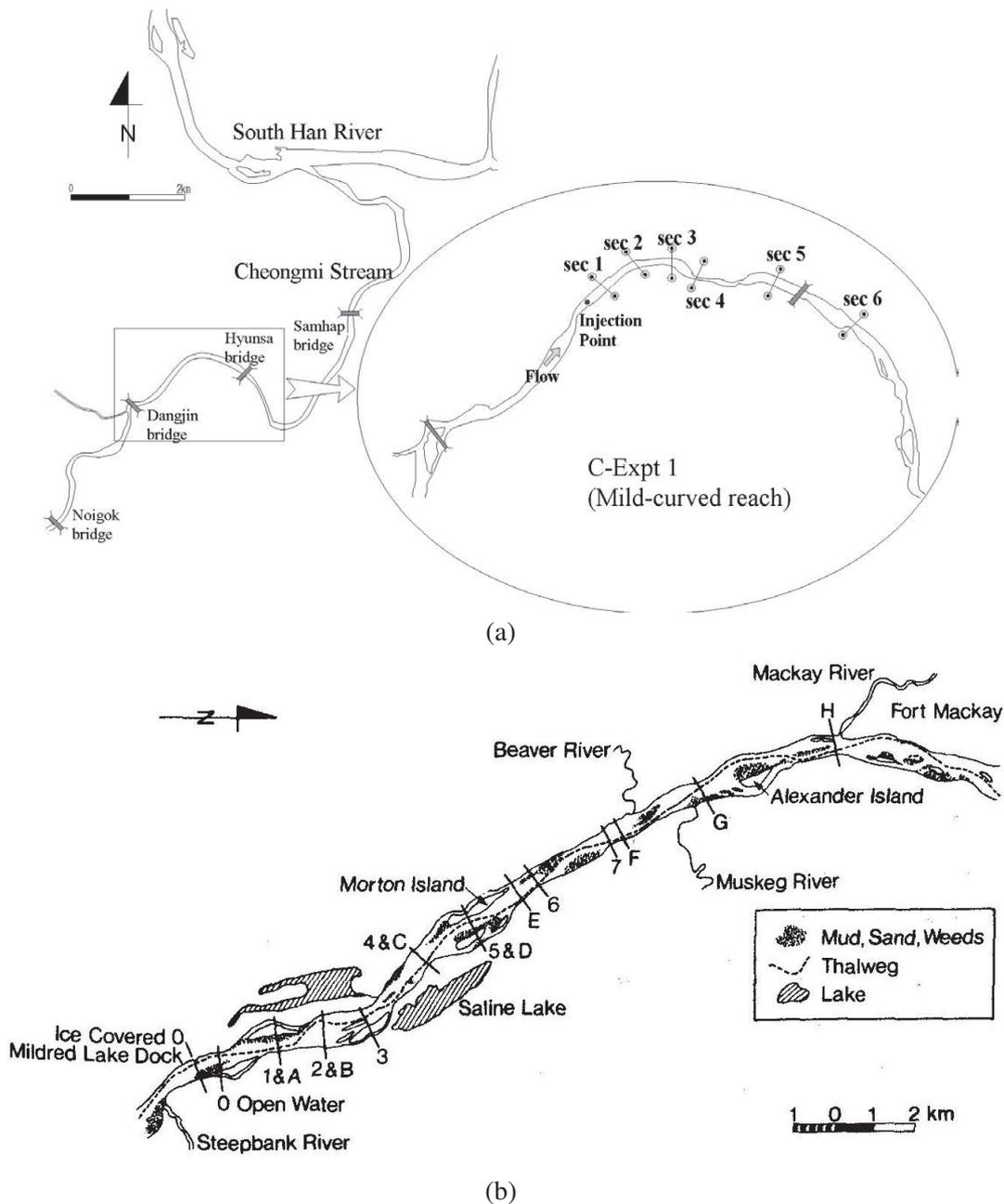


FIGURE 1.6 – Représentations graphiques de zones d'études en cours d'eau naturels : (a) avec une distance de l'ordre de plusieurs centaines de mètres entre les sections de mesure (Seo et al. 2006), (b) avec une distance de l'ordre de plusieurs kilomètres entre les sections de mesure (Beltaos, 1980).

---

Si la présence de non-uniformités longitudinales peut remettre en question l'utilisation du modèle de mélange 1D simplifié (Eq. 1.1), qui suppose l'uniformité de l'écoulement, un tel modèle simplifié est tout de même à privilégier pour des études d'ingénierie où la résolution d'une équation d'advection-diffusion 2D ou 3D semble trop complexe pour une application opérationnelle. En effet, celui-ci reste un outils simple à mettre en place pour étudier le mélange transverse, et dont l'efficacité dans de telles conditions doit être vérifiée. Les profils transverses issues de l'équation 1.1 du modèle ne peuvent être adaptés qu'en modifiant les grandeurs telles que  $E_y$ ,  $U$ ,  $H$  et  $\psi$ . En considérant ces trois dernières comme constantes au sein de la zone d'étude, comme c'est généralement fait dans la littérature, on suppose que c'est le coefficient de mélange  $E_y$  qui intègre l'influence des variations longitudinales. On fait alors l'hypothèse que la non-uniformité longitudinale de l'écoulement en rivière est la cause principale des grandes valeurs de  $E_y$  rapportées en rivière par rapport à celles rapportées en laboratoire.

Ainsi, ce travail de thèse va s'inscrire dans une optique d'amélioration de la prédiction du coefficient de mélange transverse. L'objectif va être d'identifier si, et de comprendre comment, la présence de non-uniformité dans une rivière peut faire augmenter significativement la valeur du coefficient de mélange déterminé par ajustement d'un modèle de mélange 1D simplifié à coefficient constant.

Pour répondre à cette problématique, nous combinerons des mesures en rivière présentant de fortes variations longitudinales, donc une rivière de piémont, ainsi que des mesures en conditions contrôlées de laboratoire permettant de produire des écoulements uniformes et non-uniformes.

### 3 Organisation de la thèse

Le chapitre 1 est consacré à la théorie du mélange, et aux différents mécanismes à l'origine du mélange. Le modèle de mélange 1D et ses hypothèses y sont présentés en détail, ainsi que les outils permettant de quantifier la non-uniformité de l'écoulement. Une prédiction de cette influence est déterminée à partir de résultats de la littérature, et discutée.

Le chapitre 2 aborde les méthodes expérimentales sur le terrain, mises en œuvre durant la thèse. Une discussion se fera sur l'établissement d'une segmentation idéale pour décrire l'écoulement l'étudié, et son application sur le terrain.

Le chapitre 3 s'intéresse aux résultats de la première expérience de traçage réalisée dans la Durance, une rivière de piémont présentant de fortes variations longitudinales de morphologie. Cette expérience visait à mettre en évidence l'influence de la non-uniformité longitudinale.

Le chapitre 4 s'intéresse aux problèmes de caractérisation hydraulique des écoulements en rivière. Ces travaux ont été réalisés dans l'objectif d'analyser l'influence du choix de l'échelle de résolution des mesures hydrauliques sur les grandeurs moyennes utilisées dans le modèle de mélange 1D, ainsi que sur le coefficient de mélange résultant de l'ajustement de ce modèle. Les résultats du chapitre 3 seront ré-interprétés à la lumière des résultats de ce chapitre, ainsi que les résultats tirés de l'étude de Seo et al. (2006).

---

Le chapitre 5 décrit la mise en place d'une expérience en laboratoire visant à étudier dans des conditions contrôlées et en s'affranchissant du problème de résolutions des mesures, l'influence de la non-uniformité sur le coefficient de mélange dans le but de la comparer à celle observée en rivière.

Enfin, la conclusion et les perspectives de ces travaux sont présentées dans le chapitre 6.

# Chapitre 2

## État de l'art

### 1 Modélisation du mélange

#### 1.1 Introduction

Les substances rejetées sous forme liquide dans les rivières ou les canaux vont être transportées et diluées par l'écoulement suivant trois processus physiques usuels, i.e. diffusion moléculaire (négligeable), diffusion turbulente, et dispersion par courants secondaires, que l'on regroupe sous le terme de *mélange*. La turbulence, qui est un phénomène instationnaire caractérisé par la présence d'une multitude de tourbillons de tailles et d'intensités différentes, est le processus principal qui permet le mélange des substances. Elle est générée par le frottement de l'écoulement sur les parois du cours d'eau (lit et berges). La rugosité naturelle du lit, la présence d'obstacles (piles de ponts, arbres, etc.) et de macro-rugosités (blocs), et les variations géométriques du lit, vont favoriser localement la turbulence et modifier la distribution spatiale des intensités turbulentes au sein de l'écoulement. De plus, la présence de berges (parois latérales) vont générer des courants stationnaires dits "secondaires", dus à : (1) l'anisotropie de la turbulence (Nezu et al., 1985) créant des cellules secondaires, i.e. courants secondaires de Prandtl de type 2, partant des berges et s'étendant jusqu'au centre du cours d'eau (cf. figure 2.1a); (2) la courbure du lit générant une large cellule, i.e. courant secondaire de Prandtl de type 1, s'étendant d'une berge à l'autre (cf. figure 2.1b) par effet combiné d'inertie et de l'anisotropie de la turbulence (Blanckaert & Vriend, 2006). On retrouve aussi ce type de courants secondaires au niveau de variations de profondeur ou de macrorugosité, (cf. figure 2.1a), ou dans la jonction lit principal et lit secondaire dans les canaux composés de laboratoire. Ces courants vont donc aussi contribuer à favoriser le mélange de substances en les transportant (ou advectant) d'une zone à une autre dans la section transverse du cours d'eau.

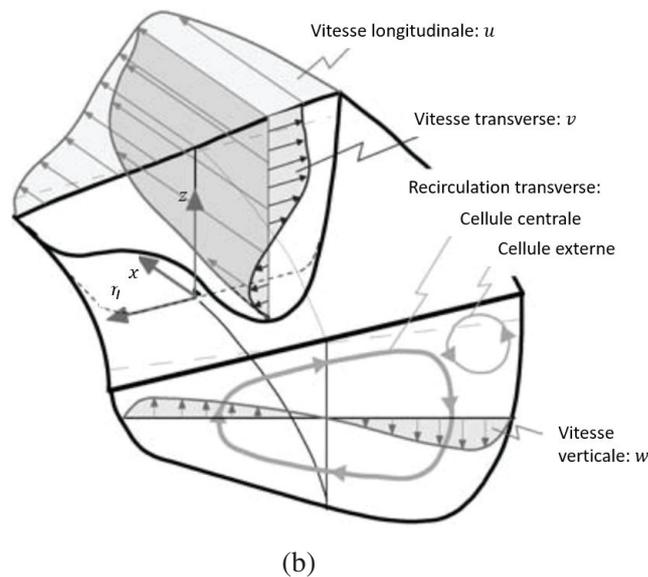
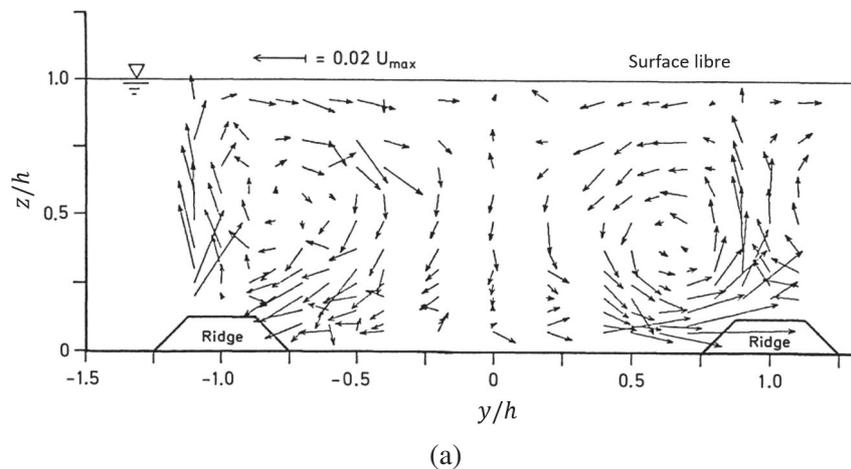


FIGURE 2.1 – Représentation des courants secondaires dans un cours d'eau : (a) Mesure des courants secondaires en canal droit où les flèches représentent la magnitude et direction du courant, adaptée de Nezu et al. (1985), (b) Représentation graphique des courants secondaires dans un canal courbe, où l'on voit une cellule centrale s'étalant d'une berge à l'autre, adaptée de Blanckaert & Vriend (2006)

La complexité géométrique du lit d'une rivière, et celle des équations mises en jeu pour décrire l'écoulement turbulent, impose de faire des hypothèses simplificatrices dans le but d'obtenir une description à usage opérationnel des différents processus de mélange et donc de l'évolution spatiale de la concentration en substance rejetée. Différentes modélisations de la diffusion turbulente existent, et ce, depuis les travaux fondateurs de Taylor (1922) s'appuyant sur une technique probabiliste dans un repère Lagrangien, i.e. se déplaçant à la vitesse moyenne de l'écoulement, en présence d'une turbulence homogène et stationnaire. Néanmoins, la méthode la plus utilisée pour modéliser le mélange de substances dans un écoulement se base sur l'équation du transport de masse dans un repère Eulérien, i.e. fixe. Cette partie va permettre de présenter les bases de la modélisation des processus à l'origine du mélange en rivière, ainsi que les hypothèses nécessaires à l'obtention d'un modèle de mélange simplifié.

## 1.2 Équations de base

Bien qu'à l'échelle microscopique, un fluide se compose d'une multitude discrète de particules telles que des atomes ou des molécules, les équations de la mécanique des fluides s'organisent autour de l'hypothèse que le fluide en question peut être considéré comme un milieu continu, sur lequel des fonctions ou des champs tels que les champs de vitesse ou de concentration évoluent continuellement en temps et en espace. On définit alors la notion de particule fluide sous forme d'un volume suffisamment large pour contenir une grande quantité de particules, mais suffisamment petite par rapport aux dimensions des expériences pour considérer qu'une mesure locale soit ponctuelle.

Les mouvements (ou flux) moléculaires peuvent alors être représentés sous forme d'une simple loi de diffusion de Fick avec  $J_m = -\varepsilon_m \partial c / \partial x_i$  le flux moléculaire dans la direction  $x_i$ , analogue à la loi de Fourier pour la diffusion thermique, où  $c$  ( $\text{kg}/\text{m}^3$ ) est la concentration en substance. Le coefficient de diffusion moléculaire  $\varepsilon_m$  ( $\text{m}^2/\text{s}$ ) est une quantité qui dépend de l'agitation thermique au sein du fluide, et du couple traceur/fluide (rapport de taille entre les deux types de molécules, interactions chimiques). Einstein (1905) a étudié théoriquement le mouvement de molécules sphériques de diamètre  $r$  (m) grand par rapport à celui des molécules du fluide environnant, en se basant sur les travaux de Stokes et de Boltzmann. Il établit la loi suivante :

$$\varepsilon_m = \frac{kT}{6\pi r\mu} \quad (2.1)$$

où  $k = 1.38 \times 10^{-23}$  (J/K) est la constante de Boltzmann,  $T$  (K) est la température, et  $\mu$  ( $\text{m}^2/\text{s}$ ) est la viscosité dynamique du fluide. Cette loi a été modifiée pour des molécules de soluté de tailles plus petites par Wilke & Chang (1995), et  $\varepsilon_m$  est en général de l'ordre de  $10^{-9}$   $\text{m}^2/\text{s}$ .

Pour un écoulement de fluide incompressible contenant une substance en concentration suffisamment faible pour que les propriétés du fluide (masse volumique et viscosité) ne soient pas modifiées, les équations de Navier-Stokes couplées à l'équation d'advection-diffusion et les conditions limites appropriées permettent de décrire l'écoulement et l'évolution du champs de concentration en substance. Ces cinq équations forment un groupe fermé contenant cinq grandeurs inconnues : la pression  $p$ , la vitesse  $u_i$  avec  $i = 1, 2, 3$  et la concentration en substance  $c$ , et s'écrivent de la façon suivante :

Conservation de la masse (une équation) :

$$\sum_{i=1}^3 \frac{\partial u_i}{\partial x_i} = \frac{\partial u_i}{\partial x_i} = 0 \quad (2.2)$$

où on utilise la convention de sommation sur les indices répétés (avec le symbole de sommation qui disparaît) pour simplifier l'écriture.

Conservation de la quantité de mouvement (trois équations) :

$$\frac{\partial u_i}{\partial t} + u_j \frac{\partial u_i}{\partial x_j} = \frac{-1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_i} + f_i + \nu \frac{\partial^2 u_i}{\partial x_i \partial x_j} \quad (2.3)$$

Équation du transport de masse (une équation) :

$$\frac{\partial c}{\partial t} + u_i \frac{\partial c}{\partial x_i} = \varepsilon_m \frac{\partial^2 c}{\partial x_i^2} \quad (2.4)$$

où  $t$  est la variable temporelle,  $x_i$  la variable spatiale dans la direction  $i$ ,  $\rho$  est la masse volumique du fluide, et  $f_i$  la composante de la direction  $i$  de force volumique par unité de masse.

Les Eqs. (2.2)-(2.4) sont complexes à résoudre car d'une part, ce sont des équations fortement couplées entre elles, mais surtout, dans le cas général d'un écoulement turbulent, ces cinq inconnues varient fortement en fonction du temps et de la position, d'une manière en apparence aléatoire. Ce comportement impose alors de décomposer chacune de ces inconnues sous forme d'une valeur moyenne et d'une fluctuation, i.e. décomposition de Reynolds suivante :

$$u_i = \bar{u}_i + u_i', p = \bar{p} + p', c = \bar{c} + c' \quad (2.5)$$

où une grandeur moyenne, i.e. avec une barre horizontale au dessus de la variable, est déterminée en faisant une moyenne temporelle de la grandeur instantanée sur une durée grande devant l'échelle temporelle de la fluctuation turbulente mais courte devant l'échelle temporelle de l'écoulement moyen, et l'apostrophe désigne une grandeur fluctuante (de moyenne temporelle nulle).

En introduisant cette décomposition dans les Eqs. (2.2)-(2.4), et en effectuant une moyenne temporelle des équations sur une durée suffisamment longue, on obtient les équations pour les champs moyens :

$$\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_i} = 0 \quad (2.6)$$

$$\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial t} + u_j \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} = \frac{-1}{\rho} \frac{\partial \bar{p}}{\partial x_i} + f_i + \frac{\partial \tau_{ij}}{\partial x_j} \quad (2.7)$$

$$\frac{\partial \bar{c}}{\partial t} + \bar{u}_i \frac{\partial \bar{c}}{\partial x_i} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left( \varepsilon_m \frac{\partial \bar{c}}{\partial x_i} - \overline{u_i' c'} \right) \quad (2.8)$$

où  $\tau_{ij}/\rho = \nu \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} - \overline{u_i' u_j'}$  est le tenseur des contraintes visqueuses et turbulentes.

La décomposition de Reynolds introduit alors neuf inconnues supplémentaires, les composantes du tenseur de Reynolds  $\overline{u_i' u_j'}$  (les flux turbulents de quantité de mouvement) et  $\overline{u_i' c'}$  (les flux turbulents de concentration en substance), rendant le système d'équations ouvert (avec plus d'inconnues que d'équations), et la résolution des équations du champs moyens est donc impossible. Pour contourner ce problème, il est nécessaire de fermer le système en modélisant ces flux turbulents par un modèle de turbulence type  $k - \varepsilon$  (cf. Mohammadi & Pironneau, 1993), en introduisant le concept de viscosité turbulente et de coefficients de diffusivité turbulente décrits ci-dessous. Cela permet aux ingénieurs chargés d'étudier le mélange, d'obtenir des équations plus simples à résoudre numériquement, mais aussi analytiquement lorsque les hypothèses utilisées le permettent (Rutherford, 1994).

### 1.3 Modèle de diffusion Fickien

Taylor (1922) a étudié la diffusion de substance dans un écoulement uniforme, en présence d'une turbulence stationnaire et homogène. Il considère un nuage de particules de substance fixe dans un repère Lagrangien, i.e. se déplaçant à la vitesse moyenne de l'écoulement, se diffusant dans une seule direction. Il définit la taille du nuage de particules de substance comme l'écart-type des positions de chaque particule, et il démontre que cet écart-type tend asymptotiquement à évoluer comme la racine carrée du temps, caractéristique des phénomènes de diffusion tels que la diffusion moléculaire, où les particules tendent à "oublier" leurs états initiaux. Il est donc possible d'introduire le concept de coefficients de diffusivité turbulente isotrope pour modéliser les flux turbulents comme proportionnels au gradient des champs moyens, lorsque suffisamment de temps s'est écoulé depuis l'injection de la substance dans l'écoulement (Rutherford, 1994).

Ce modèle prend la forme suivante pour le flux turbulent de quantité de mouvement :

$$-\overline{u_i' u_j'} = \nu_t \left( \frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) - \frac{2}{3} k \delta_{ij} \quad (2.9)$$

où  $\nu_t$  ( $\text{m}^2/\text{s}$ ) est le coefficient de viscosité turbulente,  $k = \overline{u_i' u_i'}/2$  est l'énergie cinétique turbulente, et  $\delta_{ij}$  le symbole de Kronecker.

Pour l'équation de diffusion, le flux turbulent de concentration prend la forme :

$$-\overline{u_i' c'} = \varepsilon_t \frac{\partial c}{\partial x_i} \quad (2.10)$$

où  $\varepsilon_t$  ( $\text{m}^2/\text{s}$ ) est le coefficient de diffusivité turbulente, qui est relié au coefficient de viscosité turbulente avec le nombre de Schmidt turbulent  $S_{ct} = \nu_t / \varepsilon_t$ . L'analogie de Reynolds considère  $S_{ct} = 1$  et donc que le coefficient de diffusivité turbulente est égal au coefficient de viscosité turbulente.

Comme un écoulement turbulent est en général anisotropique, i.e. différent suivant la direction choisie, on s'attend à ce que les flux turbulents soient différents. Ceci est notamment vrai à proximité d'une paroi comme dans des écoulements à surface libre dans des canaux droits, courbes, ou avec une profondeur non-uniforme. Ainsi, on étend donc le concept de diffusivité turbulente en introduisant un tenseur de diffusivité turbulente  $\Sigma_{ij} \partial \bar{c} / \partial x_j$  (Dagan, 1969), et l'Eq. (2.8) du champ moyen pour la concentration devient alors :

$$\frac{\partial \bar{c}}{\partial t} + \overline{u_i} \frac{\partial \bar{c}}{\partial x_i} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left( \Sigma_{ij} \frac{\partial \bar{c}}{\partial x_j} \right) \quad (2.11)$$

où  $\Sigma_{ij} = \varepsilon_{tij} + \varepsilon_m \delta_{ij}$ .

Dans certaines conditions, si l'on se place loin des parois et des non-uniformités de profondeur, ce tenseur peut être trouvé diagonal dans un système de coordonnées orientées selon les directions principales de l'écoulement. De façon générale, pour traiter de façon simple les problèmes de mélange à l'échelle d'une rivière, l'hypothèse de la diagonalité du tenseur de diffusivité est de fait souvent utilisée (Rutherford, 1994).

## 1.4 Cas des écoulements à surface libre

Les écoulements en rivière, ou en canal de laboratoire, sont des écoulements à surface libre consistant en un liquide (eaux) en mouvement contraint par des parois solides et une interface libre avec un gaz à pression considérée constante (atmosphère, ou gaz dans un tuyau). Ces écoulements d'eau ont une interface avec l'atmosphère et sont généralement plus larges que profonds comme représenté dans la figure 2.2, avec le champ de vitesse que l'on écrit  $(u,v,w)$  dans le repère cartésien  $(x,y,z)$ . Ceci implique que les composantes verticales de vitesse ( $w$ ) et de concentration  $c$  peuvent être ignorées par rapport aux composantes horizontales et longitudinales. Il est donc raisonnable d'introduire des grandeurs moyennes sur la verticale, et la procédure pour obtenir les équations moyennées sur la verticale est présentée ci-dessous.

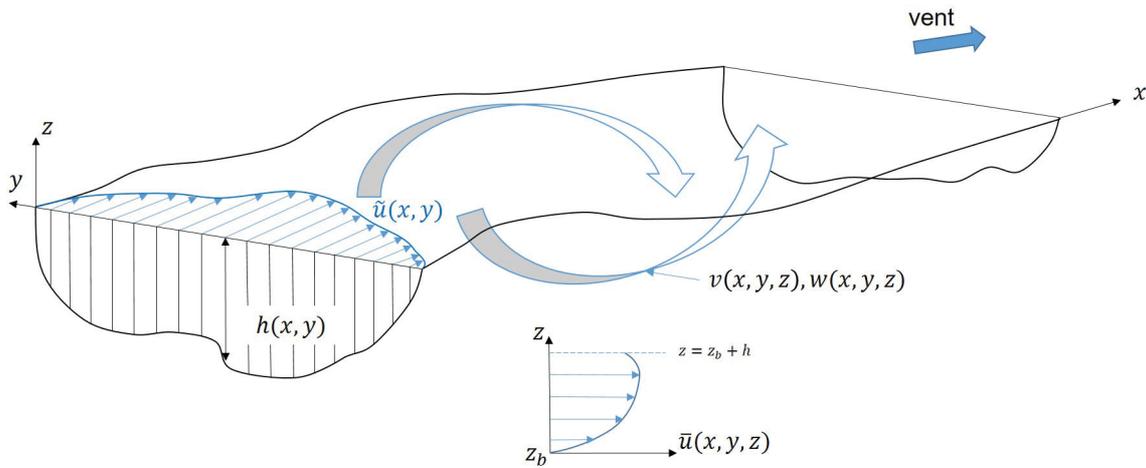


FIGURE 2.2 – Représentation graphique d'un cours d'eau naturel et des profils verticaux et horizontaux de vitesse dans le repère  $(x, y, z)$

### 1.4.1 Moyenne verticale des équations

La procédure pour moyenner les grandeurs sur la verticale est présentée ici et rappelée aussi chez Rutherford (1994) pour l'équation d'advection-diffusion seulement. Cette procédure consiste à définir une grandeur moyenne sur la verticale  $\tilde{f}$  et un écart à la moyenne  $\hat{f}$ , tels que :

$$\begin{aligned}\tilde{f} &= \frac{1}{h} \int_{z_b}^{z_s} \bar{f} dz \\ \hat{f} &= \bar{f} - \tilde{f}\end{aligned}\quad (2.12)$$

avec  $f = u_i, c, \Sigma_{ij}$ , etc., et où  $z_s$  (m) est l'altitude de la surface libre,  $z_b$  (m) est l'altitude du fond, et  $z = x_3$  est l'axe vertical. La profondeur d'eau est définie comme  $h = z_s - z_b$  (m). Ce procédé consiste aussi à utiliser de façon répétée la règle de Leibniz pour un fonction quelconque  $f$  :

$$\int_{z_b}^{z_s} \frac{\partial f}{\partial x_i} dz = \frac{\partial}{\partial x_i} \int_{z_b}^{z_s} f dz - f \frac{\partial z_s}{\partial x_i} \Big|_s + f \frac{\partial z_b}{\partial x_i} \Big|_b \quad (2.13)$$

En intégrant de  $z_b$  à  $z_s$  l'Eq. (2.6), on obtient :

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial h \tilde{u}_i}{\partial x_i} = 0 \quad (2.14)$$

Pour l'Eq. (2.7) :

$$\frac{\partial h\tilde{u}_i}{\partial t} + \frac{\partial (h\tilde{u}_i\tilde{u}_j + gh^2/2)}{\partial x_i} = -gh\frac{\partial z_b}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j} \int_{z_b}^{z_s} \left( \frac{\tau_{ij}}{\rho} - \tilde{u}_i\tilde{u}_j \right) dz - \frac{\tau_{i3,b}}{\rho} + \frac{\tau_{i3,s}}{\rho} \quad (2.15)$$

où  $\tau_{i3,b}$  est la contrainte au fond dans la direction  $i$ ,  $\tau_{i3,s}$  la contrainte à la surface dans la direction  $i$ . Maintenant, on a  $i = 1, 2$  et  $j = 1, 2$  suite à l'intégration suivant la 3<sup>ème</sup> coordonnée ( $z$ ).

La contrainte au fond  $\tau_{i3,b}$  peut être exprimée en fonction du coefficient de frottement local (coefficient de Darcy-Weisbach)  $\lambda$  sous la forme :

$$\frac{\tau_{i3,b}}{\rho} = \frac{\lambda}{8} \sqrt{\tilde{u}_1^2 + \tilde{u}_2^2} \tilde{u}_i \quad (2.16)$$

Dans le cas d'un écoulement unidirectionnel de largeur au miroir  $W$  et de profondeur moyenne  $H$ , le coefficient de frottement local  $\lambda = 8(u_*/\tilde{u})^2$ , où  $u_* = \sqrt{ghj_f}$  est la vitesse de frottement locale,  $g$  est l'accélération gravitationnelle, et  $j_f$  la pente de frottement locale, peut être obtenu par l'équation de Colebrook-White suivante :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log_{10} \left( \frac{k_s}{12R_h} + \frac{2.51}{Re\sqrt{\lambda}} \right) \quad (2.17)$$

où  $k_s$  (m) est la hauteur caractéristique de la rugosité (Camenen et al., 2006),  $Re$  le nombre de Reynolds, et  $R_h = A/P$  (m) est le rayon hydraulique avec  $A$  (m<sup>2</sup>) l'aire de la section transverse considérée et  $P$  (m) son périmètre mouillé.

La contrainte à la surface  $\tau_{i3,b}$  est en général bien plus faible que celle au fond. Néanmoins, un vent relatif à la surface va modifier la contrainte, et peut donc générer des effets d'atténuation ou d'accentuation du gradient de vitesse à la surface.

Enfin, l'Eq. (2.8) moyennée sur la verticale est obtenue de la même façon sous la forme :

$$\frac{\partial h\tilde{c}}{\partial t} + \frac{\partial h\tilde{u}_i\tilde{c}}{\partial x_i} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left( h\tilde{\Sigma}_{ij} \frac{\partial \tilde{c}}{\partial x_j} + h\widetilde{\Sigma}_{ij} \frac{\partial \tilde{c}}{\partial x_j} - h\widetilde{u}_i\tilde{c} \right) \quad (2.18)$$

À l'instar de la décomposition de Reynolds d'une grandeur instantanée sous forme d'une moyenne temporelle et d'une fluctuation, la décomposition en une moyenne verticale et un écart à la moyenne inclut des termes supplémentaires relatifs à des flux dispersifs, i.e.  $\widetilde{u}_i\tilde{u}_j$  et  $\widetilde{u}_i\tilde{c}$ . Ce sont des flux qui apparaissent uniquement à cause de la procédure de moyenne verticale. Les différents termes additionnels dans l'Eq. (2.18) sont relatifs au fait que le tenseur de diffusivité n'est pas nécessairement diagonal, et que ses composantes ne sont pas constantes sur la verticale.

De la même façon que précédemment dans les Eqs. (2.7) et (2.8), les flux dispersifs constituent des inconnues supplémentaires au système d'équation, qu'il faut donc pouvoir modéliser dans le but de fermer le système. Taylor (1953, 1954) a étudié l'effet de la dispersion longitudinale  $\widetilde{u}_i\tilde{c}$  dans une conduite circulaire, liée à la présence d'un gradient radiale de la vitesse

longitudinale  $u_1$ . Par ailleurs, Elder (1959) et Fischer (1966) ont étudié la dispersion longitudinale engendrée respectivement par des gradients verticaux et transverses de vitesse longitudinale dans un écoulement à surface libre. Ces auteurs montrent que les flux dispersifs, à l'instar des flux turbulents, peuvent être décrits par une loi de Fick avec un coefficient de dispersion. Cette hypothèse est alors valide lorsque que suffisamment de temps s'est écoulé depuis l'injection de la substance, et s'écrit sous la forme :

$$-h\widetilde{u_i u_j} = -\frac{\mu_d}{h} \left( \frac{\partial h\widetilde{u_i}}{\partial x_j} + \frac{\partial h\widetilde{u_j}}{\partial x_i} \right) - hk_d \delta_{ij} \quad (2.19)$$

où  $\mu_d$  est la viscosité dispersive,  $k_d = \widetilde{u_i u_i}/2$  l'énergie cinétique dispersive. Pour le flux dispersif de concentration, on a :

$$h\widetilde{u_i c} = -d \frac{\partial h\widetilde{c}}{\partial x_i} \quad (2.20)$$

où  $d$  est le coefficient de dispersion, rassemblant les effets de dispersion des courants secondaires présents dans l'écoulement.

Similairement au coefficient de diffusivité turbulente, le coefficient de dispersion n'est pas nécessairement homogène ni isotrope. On le définit alors comme un tenseur de dispersion  $d_{ij}$ . On construit le tenseur de mélange comme la somme des tenseurs de diffusivité moléculaire et turbulente et du tenseur de dispersion comme  $\widetilde{e}_{ij} = \varepsilon_m \delta_{ij} + \widetilde{\varepsilon}_{t_{ij}} + d_{ij}$ . En supposant les composantes de  $e_{ij}$  uniformes sur la verticale, l'équation du transport devient simplement :

$$\frac{\partial h\widetilde{c}}{\partial t} + \frac{\partial h\widetilde{u_i c}}{\partial x_i} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left( h\widetilde{e}_{ij} \frac{\partial \widetilde{c}}{\partial x_j} \right) \quad (2.21)$$

avec  $i = 1, 2$  et  $j = 1, 2$ .

## 1.4.2 Équation de la ligne d'eau

Soit un écoulement dans un cours d'eau à section rectangulaire, auquel on associe le repère  $(x, y, z)$ , cf. figure 2.2. Pour un écoulement droit unidirectionnel de débit  $Q$  et de largeur  $W = W(x)$ , la vitesse transverse moyennée sur la verticale est nulle ( $\widetilde{v} \equiv \widetilde{u_2} = 0$ ). On peut décrire l'évolution de la profondeur d'eau moyennée transversalement,  $H = H(x)$ , à partir de l'Eq. (2.15). Une lettre majuscule définit une grandeur moyenne dans une section. En considérant l'écoulement stationnaire (i.e.  $Q$  est constant), où la contrainte à la surface  $\tau_{i3,s}$  négligeable devant la contrainte au fond  $\tau_{i3,b}/\rho = ghj_f$ , et en ignorant les termes de dispersion, l'Eq. (2.15) suivant  $x$  devient alors :

$$\frac{\partial (h\widetilde{u}^2 + \frac{gh^2}{2})}{\partial x} = h\widetilde{u} \frac{\partial \widetilde{u}}{\partial x} + gh \frac{\partial h}{\partial x} = -gh(j_b - j_f) \quad (2.22)$$

où  $j_b = -\partial z_b / \partial x$  est la pente locale du fond du cours d'eau.

D'après cette équation, on peut définir la pente de frottement locale comme la pente de charge  $j_f = -\partial z_f / \partial x$ , où la charge hydraulique  $z_f$  (m) est définie localement comme  $z_f = z_b + h + \widetilde{u}^2 / (2g)$ .

En intégrant l'Eq. (2.22) sur la direction transverse, on obtient :

$$\frac{dH}{dx} + \frac{U}{g} \frac{dU}{dx} = J_b - J_f \quad (2.23)$$

où  $J_b$  est la pente du fond moyennée transversalement, et  $J_f$  est la pente de charge moyennée transversalement.

Grâce à la conservation de la masse (et donc du débit total), on sait que :

$$\frac{dQ}{dx} = 0 = HW \frac{dU}{dx} + WU \frac{dH}{dx} + HU \frac{dW}{dx} \quad (2.24)$$

Avec les Eqs. (2.23) et (2.24), on peut écrire la variation longitudinale de profondeur d'eau moyenne  $H = H(x)$  comme :

$$\frac{dH}{dx} = \frac{J_b - J_f + \frac{H}{W} \frac{dW}{dx} F_r^2}{1 - F_r^2} \quad (2.25)$$

où  $F_r = U / \sqrt{gH}$  est le nombre de Froude moyen.

De la même façon avec l'Eq. (2.23), on peut écrire l'évolution de la vitesse longitudinale moyenne  $U = U(x)$  sous la forme :

$$\frac{dU}{dx} = -\frac{U_*}{HU} (\beta + 1) \quad (2.26)$$

où  $\beta = -J_s/J_f$  est le paramètre d'équilibre de gradient longitudinal (Kironoto & Graf, 1995), et  $J_s = -dz_s/dx = -dz_b/dx - dH/dx$  est la pente moyenne de surface libre.

Le paramètre  $\beta$  quantifie la non-uniformité longitudinale de l'écoulement. On a  $\beta = -1$  pour un écoulement uniforme où la vitesse reste constante ( $dU/dx = 0$ );  $\beta < -1$  pour écoulement accéléré où la vitesse augmente ( $dU/dx < 0$ ) tandis que la profondeur  $H$  diminue; et réciproquement  $\beta > -1$  pour un écoulement décéléré, cf. figure 2.3.

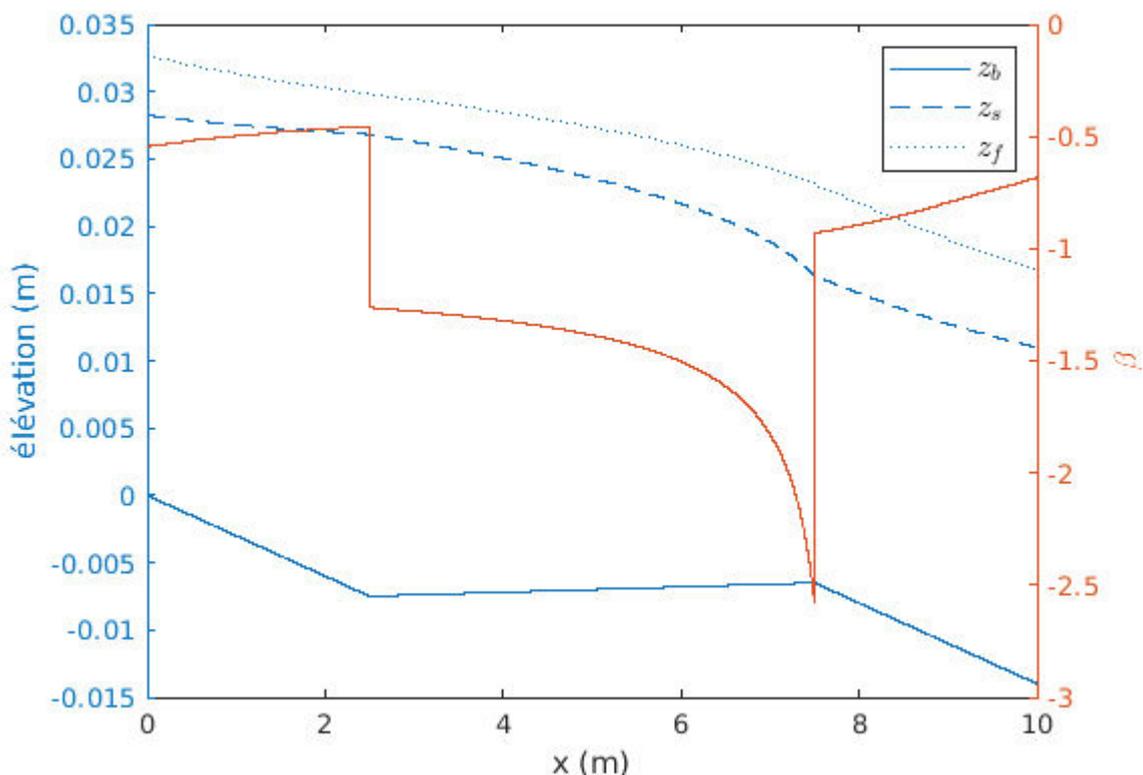


FIGURE 2.3 – Représentation graphique de l'évolution longitudinale des lignes de fond, surface et charge pour un écoulement à surface libre à partir de l'Eq. (2.25) avec un pas longitudinal  $dx = 1$  mm. L'écoulement généré ici a un débit de  $Q = 10$  L/s et une condition aval  $h = 0.032$  (m), sur un fond lisse de rugosité relative de  $k_s = 10^{-5}$  (m), et des pentes de 0.003 à l'amont et à l'aval, et -0.0002 au milieu. La ligne bleu continue représente la ligne de fond ( $z_b$ ), la ligne bleu en tirets représente la ligne de surface libre ( $z_s$ ) et la ligne bleu en pointillée représente la ligne de charge ( $z_f$ ). La ligne rouge (axe de droite) représente la valeur du coefficient de non-uniformité  $\beta$ .

Nous avons vu ci-dessus comment quantifier la non-uniformité longitudinale dans un écoulement, à partir de grandeurs moyennes caractéristiques et avec l'introduction du paramètre  $\beta$ . Cette non-uniformité est connue pour affecter la dynamique de l'écoulement comme nous allons voir à présent.

## 1.5 Influences de la non-uniformité sur la dynamique de l'écoulement

Les rivières se caractérisent par des successions de moulles, où l'écoulement est lent et profond, et de radiers, où l'écoulement est à l'inverse peu profond et rapide (cf. Thompson, 2018). Ces successions de morphologies peuvent être accompagnées de bancs de sable ou de gravier, de blocs émergents ou non, et de méandres, définissant alors une géométrie très complexe et fortement hétérogène. MacVicar (2012) a listé différents types de non-uniformités caractéristiques, observées dans un cours d'eau naturel, et une description qualitative de leurs influences sur les intensités turbulentes et les courants secondaires. Il considère cinq types de non-uniformités (cf. figure 2.4) : a) parois latérales incurvées (canal courbe), b) variation longitudinale de pro-

fondeur, c) variation longitudinale de largeur, d) variation longitudinale de section transverse, e) variation locale de profondeur ou largeur (une singularité comme une cavité, macrorugosité immergées ou émergentes).

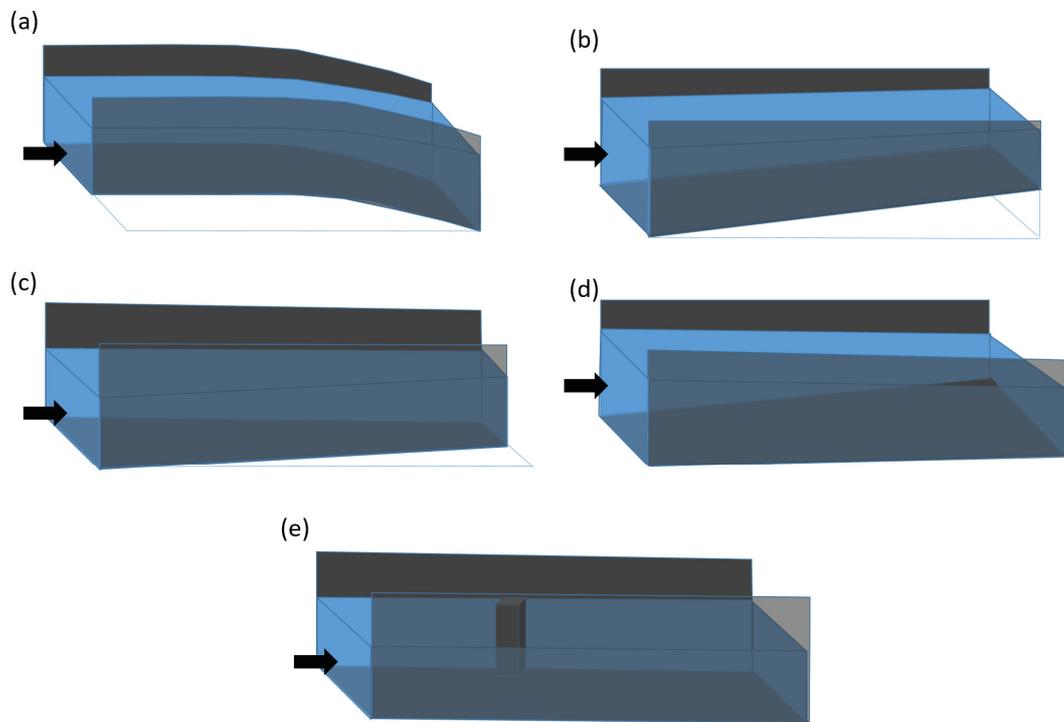


FIGURE 2.4 – Représentation graphique des différentes non-uniformité dans un cours d'eau : (a) parois latérales incurvées, (b) variation longitudinale de profondeur d'eau, (c) variations longitudinales de largeur aux miroirs, (d) variation longitudinale de la forme de la section transverse, (e) contraction latérale locale

### 1.5.1 Effet de la non-uniformité longitudinale sur les courants secondaires

Dans une séquence radier-mouille, l'écoulement est décéléré et la profondeur d'eau augmente. Le coefficient de non-uniformité vaut donc  $\beta > -1$ . MacVicar & Rennie (2012) ont montré d'après leurs expériences en laboratoire, que d'une part la turbulence est caractérisée dans ce cas par des flux orientés en direction des parois latérales, et d'autre part que l'écoulement subit une convergence latérale (cf. figure 2.5).

À l'inverse, lors d'une séquence mouille-radier, l'écoulement est accéléré et la profondeur d'eau diminue. Le coefficient de non-uniformité vaut donc  $\beta < -1$ . Les auteurs ont pu montrer que l'écoulement subissait une divergence latérale (cf. figure 2.5). Ces phénomènes de convergence et divergence latérale apparaissent même pour une largeur du cours d'eau constante et sont associés à des courants secondaires de circulation opposée.

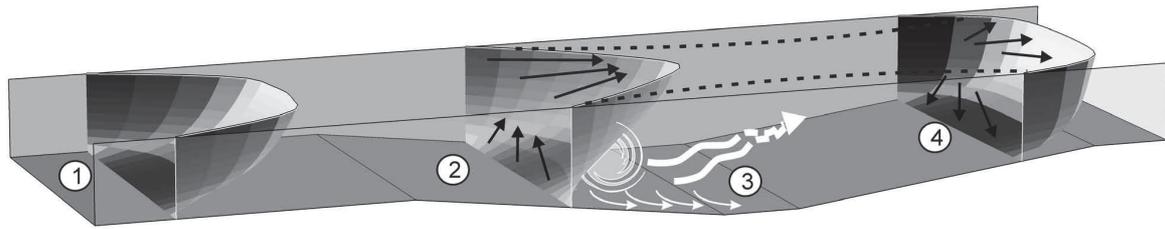


FIGURE 2.5 – Représentation graphique de la redistribution de l’écoulement et de la turbulence dans une séquence radier-mouille, tirée de la figure 11 de MacVicar & Rennie (2012) : écoulement uniforme en zone 1, écoulement décéléré en zone 2, rétablissement de la décélération en zone 3, écoulement accéléré en zone 4. Les flèches noires représentent le champ moyen des vitesses. Les flèches claires représentent des phénomènes de turbulence, avec une augmentation de l’intensité turbulente en zone 2, un phénomène de balayage (turbulent sweep) orienté en direction des parois latérales, et une convection des fortes intensités turbulentes au niveau du lit en direction de la surface

### 1.5.2 Effet de la non-uniformité longitudinale sur le profil vertical de vitesse longitudinale

Pour un écoulement non-uniforme dans un canal droit à fond plat, Kironoto & Graf (1995) ont montré que le profil vertical de vitesse longitudinale est plus arrondi dans un écoulement accéléré que décéléré (cf. figure 2.6). Cela s’explique par le fait que l’altitude du point où la vitesse est maximale  $z_c$  est située en dessous de la surface libre, alors que dans le cas décéléré, la vitesse est maximale à la surface. Les auteurs ajoutent que la position du maximum de vitesse dépend à la fois de l’accélération/décélération ( $\beta$ ), mais aussi du rapport d’aspect  $W/H$ .

Le profil vertical de vitesse longitudinale  $u(z)$  peut s’exprimer sous la forme générale d’un profil logarithmique et d’une correction avec la fonction sillage de Coles  $\Pi$  (Kironoto & Graf, 1995) :

$$\frac{U_c - u}{u_*} = -\frac{1}{\kappa} \ln(z/z_c) + \frac{2\Pi}{\kappa} \cos^2\left(\frac{\pi z}{2z_c}\right) \quad (2.27)$$

où  $U_c$  est la vitesse maximale,  $u_*$  la vitesse de frottement locale, et  $\kappa \approx 0.4$  la constante de Von Karman.

Kironoto & Graf (1995) vont plus loin en donnant une formulation empirique de la fonction de sillage en fonction de la non-uniformité sous la forme  $\Pi = 0.08\beta + 0.23$ , établie sur une gamme de  $\beta$  entre -3.1 et 4.8. Cette formulation a été corrigée par la suite par Song & Chiew (2001) par  $\Pi = 0.088\beta + 0.138$ , établie sur une gamme de  $\beta$  entre -2.45 et 0.28. Enfin, leurs résultats expérimentaux révèlent que la viscosité turbulente diminue lorsque l’écoulement est accéléré, et augmente lorsque que l’écoulement est décéléré, sur la gamme de  $\beta$  étudiée.

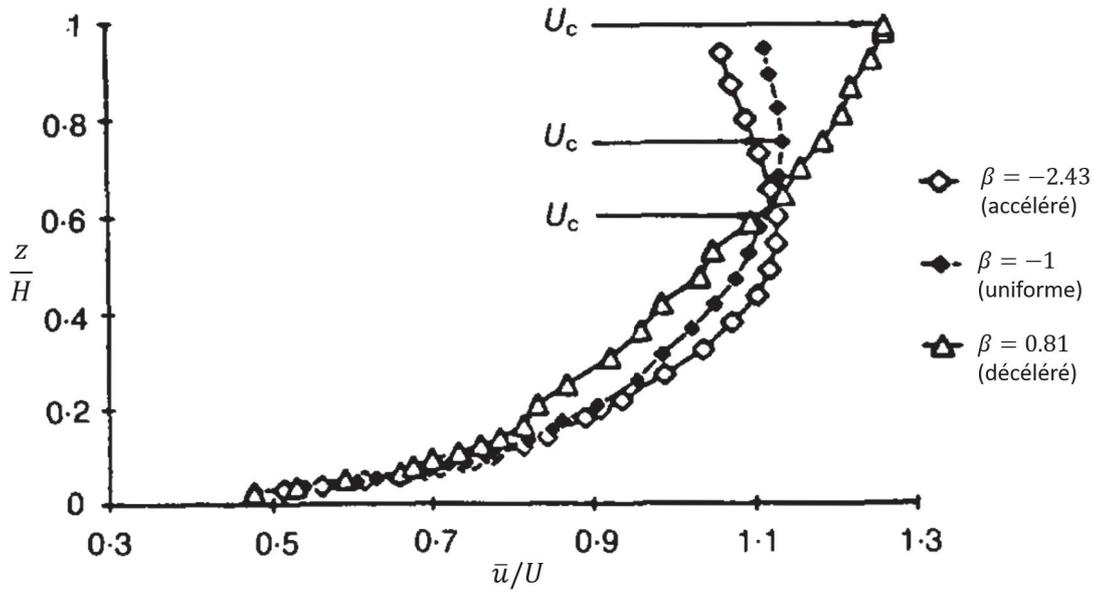


FIGURE 2.6 – Visualisation des profils de vitesse longitudinale pour un écoulement accéléré ( $\beta = -2.43$ ), uniforme ( $\beta = -1$ ), et décéléré ( $\beta = 0.81$ ), avec un rapport d'aspect  $W/H \approx 2.2$ . Cette figure est adaptée de la figure 3 de Kironoto & Graf (1995).

### 1.5.3 Effet de la non-uniformité longitudinale sur les profils d'intensité turbulente

Plusieurs auteurs ont étudié l'influence d'une variation longitudinale de profondeur sur la turbulence d'un écoulement à surface libre (Kironoto and Graf, 1995 ; Song and Chiew, 2001 ; Yang and Chow, 2008 ; Afzalimehr and Rennie, 2009 ; Afzalimehr, 2010). Cette variation longitudinale génère une accélération ou décélération convective, associée à des vitesses verticales non nulles, rapides et orientées en direction du lit et des parois latérales pour un écoulement accéléré, et plus lentes en direction de la surface et du centre du canal pour un écoulement décéléré. Ceci induit des courants secondaires non-hélicoïdaux de Prandtl de type 2. Par ailleurs, une forte augmentation de l'énergie cinétique turbulente est observée dans le cas d'un écoulement décéléré (Kironoto & Graf, 1995 ; MacVicar & Rennie, 2012 ; Stoesser et al., 2010) similaire à l'augmentation observée par Blanckaert (2009) dans un canal courbe.

À la suite des travaux de Kironoto & Graf (1995), plusieurs auteurs ont cherché à évaluer l'influence du paramètre  $\beta$  sur les profils verticaux de l'intensité turbulente  $\sqrt{u_i' u_i'}(z)$ . Nezu (1977) avait proposé les formulations suivantes pour ces profils verticaux :

$$\begin{aligned} \frac{\sqrt{u' u'}}{u_*} &= D_u \exp\left(\frac{-z}{H}\right) \\ \frac{\sqrt{v' v'}}{u_*} &= D_v \exp\left(\frac{-z}{H}\right) \\ \frac{\sqrt{w' w'}}{u_*} &= D_w \exp\left(\frac{-z}{H}\right) \end{aligned} \quad (2.28)$$

où  $(u_1, u_2, u_3) = (u, v, w)$  sont les composantes du champ de vitesse orientées dans le repère  $(x, y, z)$ .

Song & Chiew (2001) ont déterminé expérimentalement les constantes  $D_u$ ,  $D_v$  et  $D_w$  en fonction du paramètre  $\beta$ , sous la forme :

$$\begin{aligned} D_u &= 0.6(0.1\beta^2 + \beta) + 3 \\ D_v &= 0.45(0.1\beta^2 + \beta) + 2.25 \\ D_w &= 0.3(0.1\beta^2 + \beta) + 1.5 \end{aligned} \quad (2.29)$$

On remarque que l'intensité turbulente suivant l'axe longitudinal  $x$  est le double de celle suivant l'axe vertical  $z$ , et vaut  $4/3$  de celle suivant l'axe transverse  $y$ . Ainsi, les valeurs moyennées sur la profondeur des intensités turbulentes valent :

$$\begin{aligned} \frac{\overline{\sqrt{u'u'}}}{u_*} &= [0.6(0.1\beta^2 + \beta) + 3](1 - \exp(-1)) \\ \frac{\overline{\sqrt{v'v'}}}{u_*} &= [0.45(0.1\beta^2 + \beta) + 2.25](1 - \exp(-1)) \\ \frac{\overline{\sqrt{w'w'}}}{u_*} &= [0.3(0.1\beta^2 + \beta) + 1.5](1 - \exp(-1)) \end{aligned} \quad (2.30)$$

L'évolution de ces valeurs en fonction de  $\beta$  sont données dans la figure 2.7. On constate que les minimums sont trouvés pour  $\beta \approx -5$ , correspondant bien à un écoulement accéléré. En revanche, du fait du profil parabolique en  $\beta$ , les intensités turbulentes moyennes augmentent lorsque  $\beta \ll -5$ . Par ailleurs, on montre bien qu'elles croissent lorsque l'écoulement est décéléré ( $\beta > -1$ ). Enfin, les valeurs des intensités turbulentes  $\frac{\overline{\sqrt{u_i'u_i'}}}{u_*}$  en régime uniforme ( $\beta = -1$ ), sont proches de l'unité.

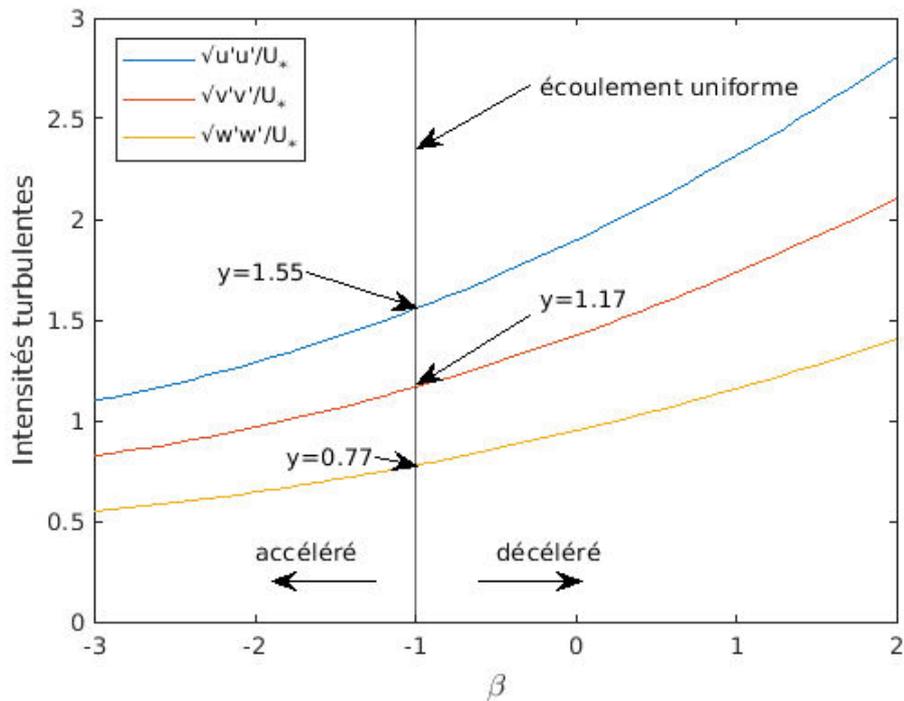


FIGURE 2.7 – Valeurs moyennées sur la verticale des intensités turbulentes en fonction du coefficient de non-uniformité  $\beta$ , d’après les résultats de Song & Chiew (2001)

#### 1.5.4 Effet des variations longitudinales de la forme de la section transverse

Concernant les variations longitudinales de section transverse et de largeur (cf. figure 2.4c et 2.4d), peu d’études ont été réalisées. Dans le cas d’une augmentation graduelle de la largeur du canal (expansion), Papanicolaou and Hilldale (2002) ont observé expérimentalement l’anisotropie de la turbulence contribuant à la génération des courants secondaires de Prandtl de type 2. Par ailleurs, la variation longitudinale de la forme de la section transverse influence la distribution des courants secondaires et la génération de la turbulence en présence de méandres (Jamieson et al., 2010) ou d’une alternance de bancs de sable dans un cours d’eau droit (Lanzoni, 2000a, 2000b).

#### 1.5.5 Effet des parois latérales incurvées

Dans le cas de parois latérales courbes (cf. figure 2.4a), Balen et al. (2010) ont montré que la génération de courants secondaires s’effectue par une action combinée d’effets centrifuges (courants secondaires de type 1 de Prandtl) avec la courbure des parois latérales, et d’anisotropies de la turbulence (courants secondaires de type 2 de Prandtl). Blanckaert (2009) a montré expérimentalement (cf. figure 2.8) que la courbure relative (rapport profondeur sur rayon de courbure) n’influe pas sur les courants secondaires générés. Il a rapporté une forte augmentation de l’énergie turbulente de l’entrée du méandre jusqu’au milieu, puis une diminution progressive à la sortie du méandre. Ceci est lié à un retard de la dissipation de l’énergie turbulente par rapport à sa production.

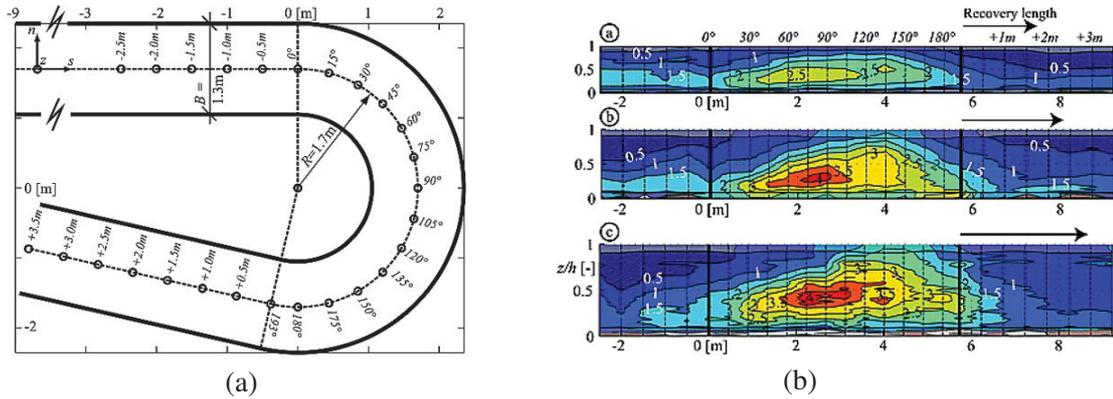


FIGURE 2.8 – Représentation des expériences en canal de laboratoire courbe de Blanckaert (2009) : (a) Représentation graphique du canal hydraulique à largeur fixe, tirée de la figure 1 de Blanckaert (2009), (b) Contour dans le plan  $(x,z)$  de l'énergie cinétique turbulente normalisée  $k/u_*^2$  au centre du canal pour trois valeurs de rapport d'aspect  $W/H$  : (a)  $W/H = 12.1$ , (b)  $W/H = 8.2$ , (c)  $W/H = 6.1$ , adaptée de la figure 5 de Blanckaert (2009)

### 1.5.6 Effet d'une singularité

La présence de perturbations locales telles que des cavités ou contractions latérales ou verticales (cf. figure 2.4e), ou des obstacles tels que des macrorugosités ou blocs émergents, affectent localement la turbulence et les courants secondaires. Un obstacle dans l'écoulement va perturber l'écoulement et générer un tourbillon dit "en fer à cheval" (cf. figure 2.9), qui va s'étendre à l'aval sur une distance d'environ 13 profondeurs d'eau, et qui interagit avec les courants secondaires déjà existants (cf. Koken & Constantinescu, 2008).

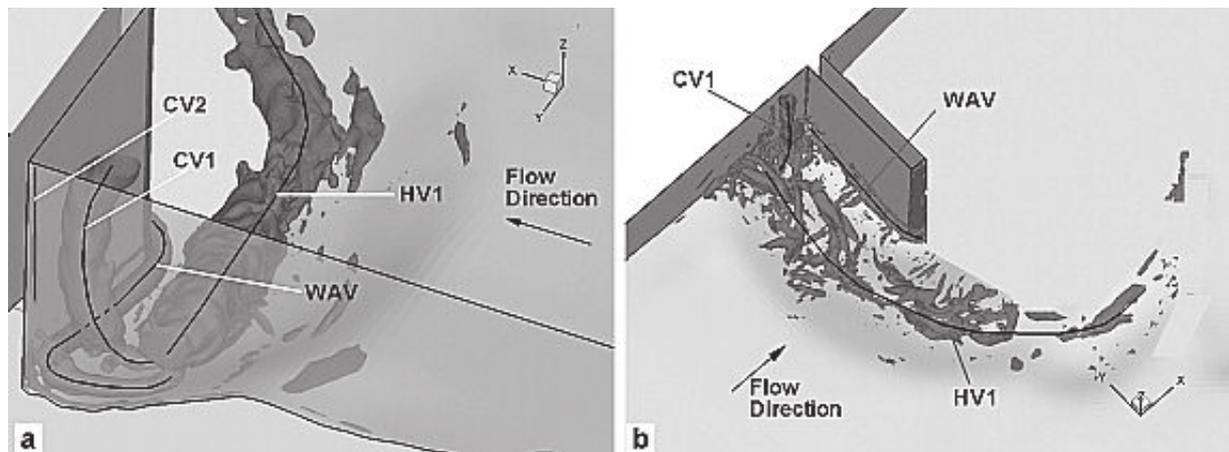


FIGURE 2.9 – Visualisation de la structure tourbillonnaire à l'amont et autour d'un obstacle tirée de la figure 2 de Koken & Constantinescu (2008) : (a) écoulement moyen, (b) écoulement instantané. HV1 représente le tourbillon en fer à cheval, CV1 et CV2 représente des zones de recirculation, et WAV représente un tourbillon intense dans le coin du fond et de l'obstacle

## 2 Modèle de mélange 1D

Jusqu'à maintenant, les équations présentées sont des équations générales pour lesquelles les seules hypothèses invoquées sont la possibilité de modéliser les flux turbulents et dispersifs sous la forme d'une loi de Fick. Comme présenté ci-dessus, ces hypothèses sont valides lorsque suffisamment de temps est passé depuis l'injection d'une substance, et que celle-ci a "oublié" son état initial. Dans le but d'obtenir une solution analytique utilisable directement par l'ingénieur dans un objectif opérationnel, l'équation du transport doit être encore simplifiée.

Les hypothèses permettant d'établir une équation résoluble analytiquement consistent à considérer que :

- 1) les termes non-diagonaux du tenseur de mélange  $\widetilde{e}_{ij}$  sont nuls.
- 2) les termes diagonaux du tenseur de mélange  $\widetilde{e}_{ij}$  sont constants sur la profondeur et on introduit une notation simplifiée  $\widetilde{e}_{ii} \equiv \widetilde{e}_i$ .
- 3) l'écoulement est uni-directionnel ( $\widetilde{v} = 0$ ).
- 4) l'écoulement est uniforme longitudinalement ( $\frac{\partial}{\partial x} = 0$  et  $\widetilde{u}(x, y) = \widetilde{u}(y); h(x, y) = h(y)$ ).

### 2.1 En cours d'eau uniforme transversalement

Pour une injection localisée spatialement et continue temporellement d'une substance dans un cours d'eau de débit constant  $Q$ , le terme temporel disparaît de l'Eq. (2.21), et l'effet du mélange longitudinal peut être ignoré du fait de l'apport continu de substance. En revanche, pour une injection instantanée, l'évolution de la concentration en substance va dépendre du temps et les mélanges longitudinal et transverse agissent pour diluer la substance dans l'écoulement. Ceci peut être décrit à l'aide d'un modèle à deux dimensions de mélange (modèle 2D) (cf. Seo et al., 2016). Néanmoins, dans ce cas, l'étude peut être simplifiée en intégrant l'Eq. (2.21) sur le temps (Beltaos, 1975), depuis l'instant d'injection, jusqu'à un temps "infini", i.e. jusqu'à ce que le nuage de substance soit complètement sorti de la zone d'étude. On définit ainsi le dosage ( $\text{kg.m}^3/\text{s}$ ) local moyenné sur la verticale comme  $\widetilde{\theta} = \int_0^\infty \widetilde{c} dt$ .

Pour les deux cas d'injection (continue et instantanée), les termes de mélange suivant l'axe longitudinal peuvent ainsi être ignorés. Les équations simplifiées pour le mélange transverse de la concentration et du dosage s'écrivent alors :

$$h\widetilde{u}\frac{\partial\widetilde{\phi}}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial y}\left(h\widetilde{e}_y\frac{\partial\widetilde{\phi}}{\partial y}\right) \quad (2.31)$$

où  $\widetilde{\phi} = \widetilde{c}$  pour une injection continue ou  $\widetilde{\phi} = \widetilde{\theta}$  pour une injection instantanée,  $x$  la coordonnée orientée suivant l'écoulement, et  $y$  la coordonnée orientée transversalement à l'écoulement.

En introduisant la concentration sans dimension  $s = \widetilde{c}/C_m$  avec  $C_m = \dot{m}/Q$  la concentration moyenne et  $\dot{m}$  le débit massique de substance injectée, ainsi que le dosage sans dimension  $\widetilde{\Theta} = \widetilde{\theta}/\theta_m$  avec  $\theta_m = M/Q$  et  $M$  la masse de substance injectée, l'Eq. (2.31) devient :

$$h\widetilde{u}\frac{\partial\widetilde{\Phi}}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial y}\left(h\widetilde{e}_y\frac{\partial\widetilde{\Phi}}{\partial y}\right) \quad (2.32)$$

où  $\widetilde{\Phi} = \widetilde{s}$  ou  $\widetilde{\Theta}$ .

Cette équation peut finalement être résolue analytiquement si on considère le cas d'un canal droit dans lequel la profondeur, la vitesse, et le coefficient de mélange transverse sont uniformes ( $h(x,y) = H$ ,  $\tilde{u}(x,y) = U$ ,  $\tilde{e}_y(x,y) = E_y$ ). Alors, toujours pour une injection ponctuelle spatialement (en  $x = 0$  et  $y = 0$ ), la solution analytique, pour la concentration ou le dosage, s'exprime sous la forme d'une fonction gaussienne de la forme (Rutherford, 1994) :

$$\tilde{\Phi}_0(x,y) = \frac{Q}{H\sqrt{4\pi E_y U x}} \exp\left(\frac{-U(y-y_0)^2}{4E_y x}\right) \quad (2.33)$$

avec  $\tilde{\Phi}_0 = \tilde{s}_0$  (injection continue) ou  $\tilde{\Phi}_0 = \tilde{\Theta}_0$  (injection instantanée), où l'indice 0 exprime le cas non confiné latéralement, i.e. en absence de parois latérales ou berges. En connaissant les grandeurs  $Q$ ,  $H$ ,  $U$ , et  $E_y$ , on peut donc tracer la solution  $\tilde{\Phi}_0$  pour différentes sections transverses à différentes distances  $x$ , à l'aval d'une injection (cf. figure 2.10).

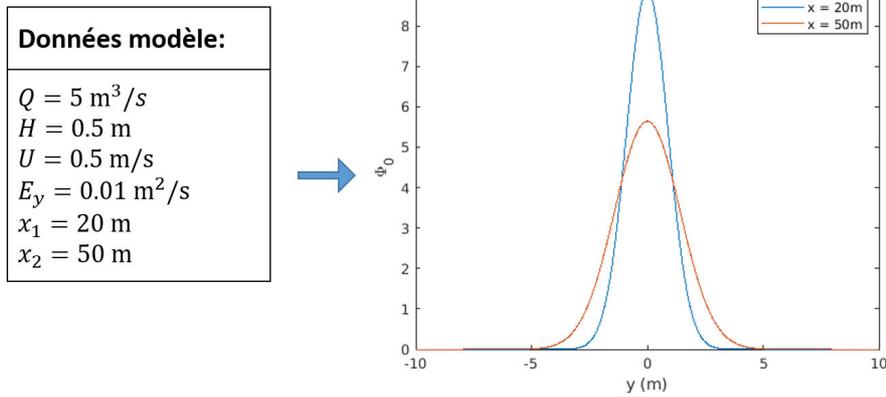


FIGURE 2.10 – Évolution longitudinale de l'Eq.(2.33) en traçant deux profils transverses aux distances  $x_1$  (bleu) et  $x_2$  (rouge), avec les grandeurs données dans l'encadré

## 2.2 En cours d'eau non uniforme transversalement

Dans un cours d'eau naturel, la vitesse  $\tilde{u}(y)$ , la profondeur  $h(y)$ , ainsi que le coefficient de mélange transverse  $\tilde{e}_y(y)$  peuvent varier dans la direction transverse. L'Eq. (2.31) n'est donc pas toujours soluble analytiquement. Néanmoins, il est possible d'effectuer un changement de variable de  $(x,y)$  vers  $(x,\eta)$  où  $\eta(y)$  est le débit cumulé sans dimension (Yotsukura & Cobb, 1972), défini comme :

$$\eta(y) = \frac{1}{Q} \int_0^y u(\tau)h(\tau)d\tau \quad (2.34)$$

avec  $y = 0$  sur la rive de départ.

L'Eq. (2.31) peut alors être ré-écrite sous la forme :

$$\frac{\partial \tilde{\Phi}}{\partial x} = \frac{1}{Q^2} \frac{\partial}{\partial \eta} \left( b \frac{\partial \tilde{\Phi}}{\partial \eta} \right) \quad (2.35)$$

où  $b = \tilde{u}h^2\tilde{e}_y$  est le facteur de diffusion local ( $\text{m}^5/\text{s}^2$ ).

En présence de non-uniformité transverse, le facteur de diffusion  $b$  n'est donc pas constant. En revanche, Yotsukura & Cobb (1972) ont effectué des simulations numériques en comparant les profils de concentration prédits par le modèle 1D, Eq. (2.35), en utilisant différents types de profils pour  $b(\eta)$  : uniforme (schéma A), parabolique (schéma B), et en triangle (schéma C), cf. graphique du bas dans la figure 2.11a. Ces différents profils de  $b(\eta)$  utilisés et les profils de concentration prédits à différentes distances d'une injection ponctuelle au centre du cours d'eau sont donnés dans la figure 2.11a (graphique du haut). Les différences entre les profils de concentration prédits à chaque section transverse et avec les trois différents profils transverses de facteur de diffusion sont négligeables. Il est raisonnable, d'un point de vue opérationnel, de faire l'hypothèse que le coefficient  $b(\eta)$  est uniforme et s'écrit :  $b(\eta) \equiv B = \int_0^1 \tilde{u} h^2 \tilde{e}_y d\eta$ . Sous cette hypothèse, la solution de l'Eq. (2.35) pour une injection (continue ou instantanée) localisée spatialement à  $x = 0$  et  $\eta = 0$  (cf. figure 2.11b) est :

$$\tilde{\Phi}_0(x, \eta) = \frac{Q}{\sqrt{4\pi Bx}} \exp\left(-\frac{Q^2(\eta - \eta_0)^2}{4Bx}\right) \quad (2.36)$$

Dans ce cas, le coefficient de mélange transverse  $E_y$  moyen transversalement est ensuite obtenu par (Yotsukura & Cobb, 1972) :

$$E_y = \frac{B}{\psi UH^2} \quad (2.37)$$

où :

$$\psi = \frac{\int_0^1 \tilde{u} h^2 d\eta}{UH^2} \quad (2.38)$$

est un facteur de forme ("velocity shape factor", cf. Yotsukura & Cobb, 1972) qui quantifie l'écart du produit de la vitesse longitudinale moyennée sur la verticale  $\tilde{u}$  multipliée le carré de la profondeur d'eau à un cours d'eau uniforme transversalement (où  $U$  et  $H$  sont constants suivant  $y$  ou  $\eta$ ). Dans le cas où  $\tilde{u}$  et  $h$  sont effectivement uniformes transversalement (i.e. dans un canal droit rectangulaire type canal de laboratoire), on a  $\psi = 1$ , et les solutions Eq. (2.36) (solution de l'Eq. (2.35)) et Eq. (2.33) (solution de l'Eq. (2.31)) deviennent identiques. Les études en cours d'eau naturels rapportent des valeurs de  $\psi$  allant de 1 jusqu'à 3.4.

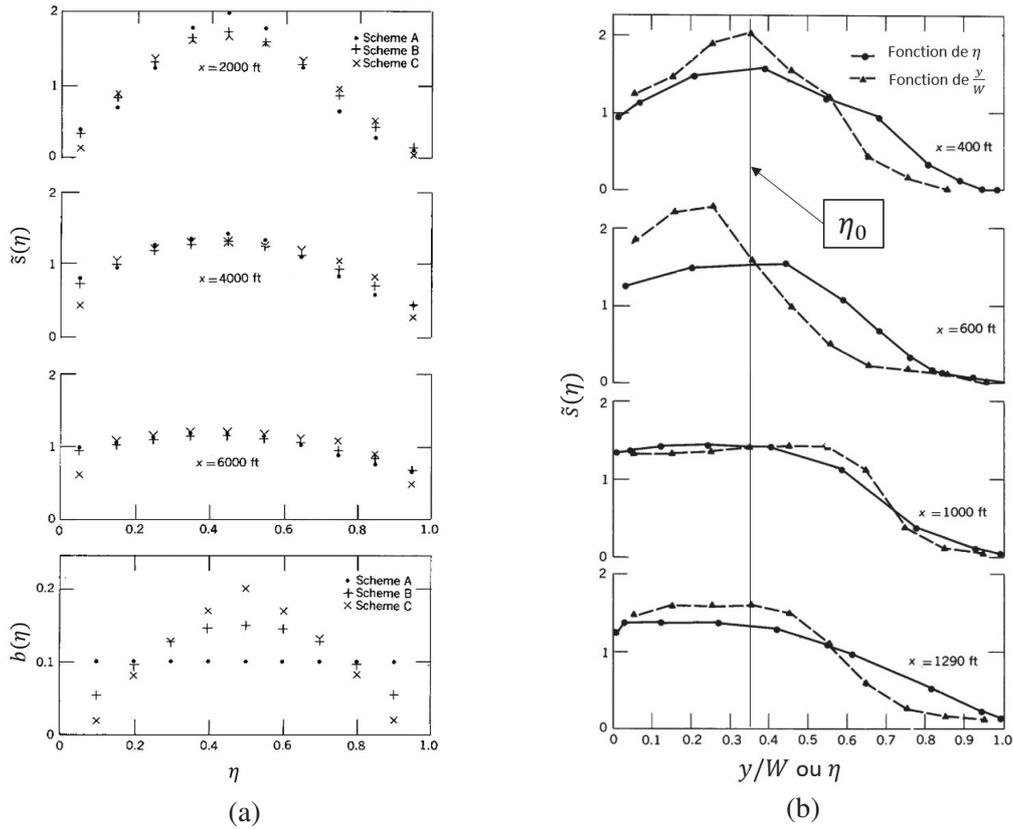


FIGURE 2.11 – Graphiques tirés de Yotsukura & Cobb (1972) : (a) Comparaison des profils de transverses de concentration calculés numériquement avec le modèle 1D et à partir de trois profils transverses de facteur de diffusion différents (schéma A, schéma B, et schéma C), (b) Comparaison de profils de concentration mesurés tracés en fonction de  $y/W$  et  $\eta$ . Les profils tracés en fonction de  $\eta$  s'alignent sur le même point  $\eta_0$ , ce qui démontre l'intérêt de travailler en débit cumulé ( $\eta$ ) plutôt qu'en distance à la berge ( $y$ )

### 2.3 Solution générale

Les solutions précédentes sont établies pour un cours d'eau non-confiné (infiniment large), sans paroi (berge) latérale. Un cours d'eau réel a évidemment des parois latérales. Celles-ci agissent comme des "miroirs", avec une condition de réflexion de la concentration ou du dosage qui se mélange transversalement, et permettant de conserver le débit massique ou la masse injectée au sein de la zone d'étude. La condition nécessaire pour respecter cette réflexion est une condition de Von Neumann aux parois :

$$\frac{\partial \tilde{\Phi}}{\partial \eta} \Big|_{\eta=0} = \frac{\partial \tilde{\Phi}}{\partial \eta} \Big|_{\eta=1} = 0 \quad (2.39)$$

Avec cette condition, il est possible de prendre en compte l'effet des parois avec la méthode dite "des miroirs" (Rutherford, 1994). Pour une injection située à une position transverse quelconque  $\eta_0$  (cf. figure 2.12) et  $x = 0$ , la solution générale de l'Eq. (2.35) est alors :

$$\tilde{\Phi}(x, \eta) = \tilde{\Phi}_0(x, \eta \pm \eta_0) + \sum_{n=1}^N \tilde{\Phi}_0(x, 2n \pm \eta \pm \eta_0) \quad (2.40)$$

où le symbole  $\pm$  signifie qu'il faut considérer tous les cas d'addition ou soustraction des termes, et  $\tilde{\Phi}_0$  est donné dans l'Eq. (2.36).

Dans la figure 2.12,  $\tilde{\Phi}_0$  issu de la source réelle à  $\eta = \eta_0$  s'étend au-delà des parois du cours d'eau ; de même,  $\tilde{\Phi}_0$  issu de la source virtuelle à  $\eta = -\eta_0$  s'étend de l'extérieur à l'intérieur du cours d'eau (cf. zones hachurées dans la figure 2.12). Ces deux situations se compensent exactement pour que la solution générale Eq. (2.40) conserve une aire sous la courbe  $\int_0^1 \tilde{\Phi} d\eta = 1$  (critère de conservation du débit massique injecté, pour une injection continue ; ou conservation de la masse injectée, pour une injection instantanée).

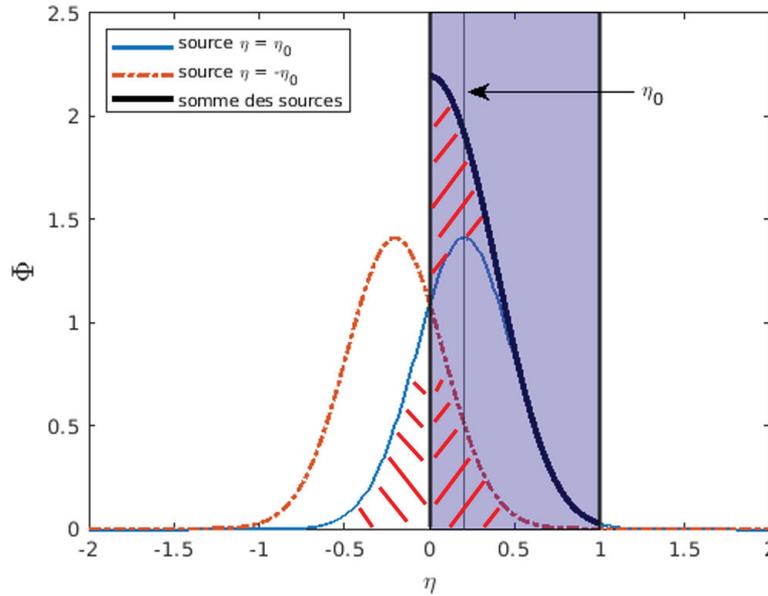


FIGURE 2.12 – Représentation de l'effet d'une source virtuelle pour une injection à  $\eta_0 = 0.2$ . Le lit du cours d'eau est représenté en bleu, avec les parois latérales noires ; les zones hachurées en rouge sont de même aire.

Dans l'Eq. (2.40),  $N$  est le nombre de miroirs utilisés, qui devrait être en théorie infini. Chacun de ces miroirs correspondent à 4 sources virtuelles. Ici, il y a donc deux termes à gauche de la somme avec une source à  $\eta = \eta_0$  (source réelle), et une autre à  $\eta = -\eta_0$  (première source virtuelle), auxquelles s'ajoutent quatre sources virtuelles pour chaque  $n$  de la somme, avec une source à  $\eta = -2n - \eta_0$ , à  $\eta = -2n + \eta_0$ , à  $\eta = 2n - \eta_0$  et à  $\eta = 2n + \eta_0$ , soit un total de  $4N + 1$  sources virtuelles.

La figure 2.13 représente un exemple de profil obtenu avec la solution générale (en noir et gras) entre deux parois à  $\eta = 0$  et  $\eta = 1$ , ainsi que les différents termes séparés de la solution générale pour  $N = 1$ . Les cinq sources virtuelles sont tracées en pointillés et la source réelle en trait plein.

Pouchoulin et al. (2020) ont montré qu'en pratique  $N = 10$  est suffisant pour avoir une représentation fidèle des profils transverses de concentration ou dosage dans un cours d'eau confiné.

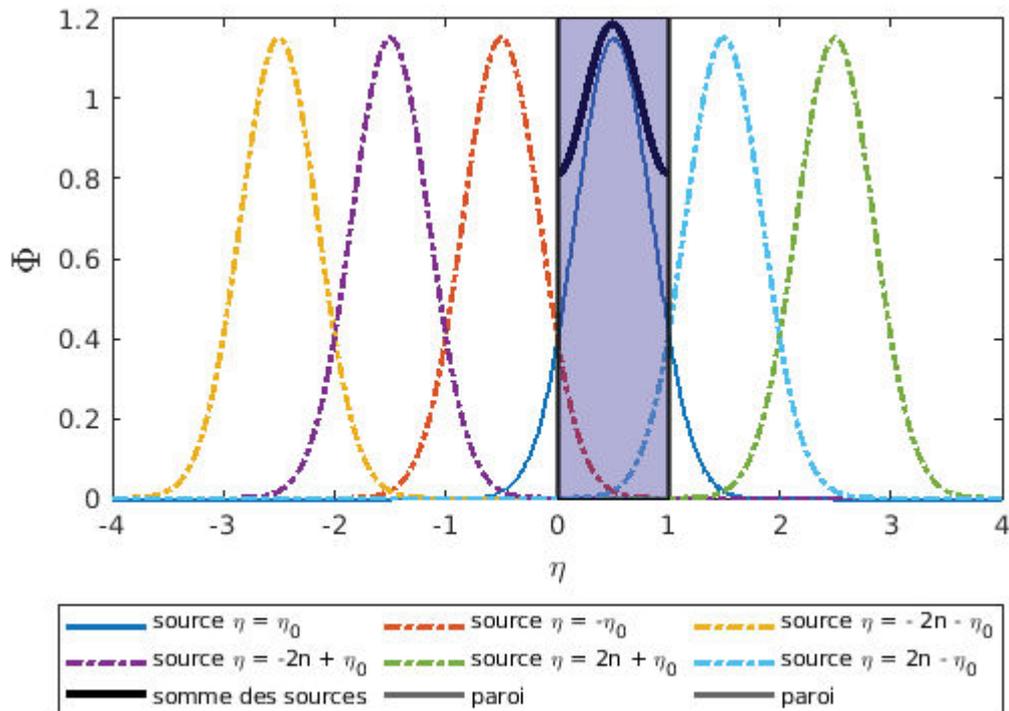


FIGURE 2.13 – Tracé des différents termes de la solution générale dans le cas où  $x = 100$  m,  $B = 0.015$  m<sup>5</sup>/s<sup>2</sup> pour une source réelle placée à  $\eta_0 = 0.5$ , et avec  $N = 1$ , soit  $4N + 1 = 5$  sources virtuelles. Le lit du cours d'eau est représenté en bleu, avec les parois latérales noires.

L'avantage du modèle en débit cumulé (ou en "tube de courant") est que la position transverse du maximum de concentration ou de dosage se conserve d'amont en aval même si la répartition transversale des débits varie, et reste en  $\eta_0$  la position d'injection. Ceci est montré dans la figure 2.11b où l'on retrouve des profils transverses de concentration à trois sections transverses à l'aval d'une injection fixe. Ces profils sont tracés en fonction de la coordonnée transverse adimensionnée par la largeur au miroir  $y/W$  (en traits pointillés) et en fonction de la coordonnée de débit cumulé sans dimension  $\eta$  (traits pleins). On remarque que les profils transverses en fonction de  $\eta$  ont le pic de concentration à la même position  $\eta_0$  avec une forme de type gaussienne telle qu'attendue par l'Eq. (2.40), alors que ce n'est pas le cas pour ces mêmes profils tracés en fonction  $y/W$ . De plus, dans ce dernier cas, les profils n'ont pas une forme gaussienne.

### 3 Estimation du coefficient de mélange transverse

Le modèle 1D simplifié, présenté ci-dessus (cf. Eqs. (2.33) et (2.36)), a été calibré à de nombreuses reprises sur des mesures issues d'expériences de traçage des études de la littérature,

dans le but de déterminer un coefficient de mélange transverse caractéristique d'un tronçon de cours d'eau. Les expériences de traçage, couplées à des mesures hydrauliques, consistent à simuler une pollution en injectant un traceur, i.e. une substance facilement mesurable, en  $x = 0$  et  $\eta = \eta_0$ , et à mesurer des profils transverses de concentration ou dosage à l'aval suivant le type d'injection (continue ou instantanée). Ces profils transverses mesurés expérimentalement sont en général une série discrète de  $N_i$  valeurs, obtenues à des positions  $\eta_i$ , où l'indice correspond à la  $i^{\text{ème}}$  valeur mesurée.

En considérant deux profils  $\tilde{\Phi}(x_1, \eta)$  et  $\tilde{\Phi}(x_2, \eta)$ , mesurés en  $x = x_1$  et  $x = x_2$ , deux méthodes quasi-identiques permettent d'utiliser le modèle 1D pour obtenir in fine le facteur de diffusion moyen  $B$  et donc le coefficient de mélange  $E_y$  (cf. Eq. (2.37)) caractéristique du tronçon considéré. Comme l'Eq. (2.31) est un cas particulier de l'Eq. (2.35) (i.e. pour lequel  $\psi = 1$ ), on ne considère que cette dernière.

### 3.1 Méthodes d'estimation

#### 3.1.1 Méthode des moments

La première méthode disponible pour déterminer le coefficient de mélange transverse est la méthode des moments. On considère qu'un profil transverse (de concentration ou de dosage) adimensionné  $\tilde{\Phi}$  tel que  $\int_0^1 \tilde{\Phi} d\eta = 1$ , constitue une variable aléatoire que l'on peut traiter de façon statistique. On définit alors un centroïde, i.e. premier moment de l'échantillon, et une variance, i.e. deuxième moment de l'échantillon :

$$\begin{aligned}\eta_0 &= \int_0^1 \eta \tilde{\Phi} d\eta \\ \sigma_\eta^2 &= \int_0^1 \eta^2 \tilde{\Phi} d\eta - \eta_0^2\end{aligned}\tag{2.41}$$

Le centroïde est alors assimilé au point d'injection  $\eta_0$  du traceur lors d'une expérience de traçage (généralement connu), et la variance  $\sigma_\eta$  correspond à la taille caractéristique au carré de l'étalement du profil transverse.

Concrètement, la première étape consiste à prendre le premier moment de l'Eq. (2.35), i.e. en multipliant par  $\eta$  et en intégrant sur  $\eta$  entre 0 et 1. En considérant un facteur de diffusion constant  $b(x, \eta) = B$ , et appliquant la règle de Leibniz, on obtient :

$$\frac{d\eta_0}{dx} = \frac{B}{Q} \int_0^1 \eta \frac{\partial^2 \tilde{\Phi}}{\partial \eta^2} d\eta\tag{2.42}$$

En multipliant par  $2\eta_0$  et en intégrant de nouveau sur  $\eta$  entre 0 et 1, on obtient :

$$\frac{d\eta_0^2}{dx} = -\frac{2B}{Q} \int_0^1 \eta_0 \frac{\partial \tilde{\Phi}}{\partial \eta} d\eta\tag{2.43}$$

Par ailleurs, en prenant le deuxième moment de l'équation (2.35), i.e. en multipliant par  $\eta^2$  et en intégrant sur  $\eta$  entre 0 et 1, on obtient avec la règle de Leibniz :

$$\frac{d}{dx} \int_0^1 \eta^2 \tilde{\Phi} d\eta = -\frac{2B}{Q} \int_0^1 \eta \frac{\partial \tilde{\Phi}}{\partial \eta} d\eta\tag{2.44}$$

Enfin, d'après l'Eq. (2.41) et en soustrayant l'Eq. (2.44) par l'Eq. (2.43), on obtient l'évolution longitudinale de la variance (Seo et al., 2006) :

$$\frac{d\sigma_\eta^2}{dx} = -\frac{2B}{Q} \int_0^1 (\eta - \eta_0) \frac{\partial \tilde{\Phi}}{\partial \eta} d\eta = -\frac{2B}{Q} [1 - (1 - \eta_0)\tilde{\Phi}_{x,1} - \eta_0\tilde{\Phi}_{x,0}] \quad (2.45)$$

où  $\tilde{\Phi}_{x,1} = \tilde{\Phi}(x, \eta = 1)$  et  $\tilde{\Phi}_{x,0} = \tilde{\Phi}(x, \eta = 0)$  sont les valeurs de  $\tilde{\Phi}(x, \eta)$  sur les berges, introduites par intégration par partie.

En connaissant les variances  $\sigma_{\eta_1}^2$  et  $\sigma_{\eta_2}^2$  de deux profils  $\tilde{\Phi}(x_1, \eta)$  et  $\tilde{\Phi}(x_2, \eta)$  mesurés expérimentalement en  $x = x_1$  et  $x = x_2$ , on peut déterminer le facteur de diffusion  $B$  sous la forme :

$$B = \frac{Q}{2} \frac{\sigma_{\eta_2}^2 - \sigma_{\eta_1}^2}{x_2 - x_1} \times \frac{1}{[1 - (1 - \eta_0)\tilde{\Phi}_{x_2,1} - \eta_0\tilde{\Phi}_{x_2,0}]} \quad (2.46)$$

Cette méthode est souvent employée dans la littérature, cf. Beltaos (1980), et Seo et al. (2006, 2016), et notamment dans les études en laboratoire (Okoye, 1971 ; Boxall et al., 2003). Lorsque les profils de concentration sont suffisamment peu étalés et la concentration est nulle en berge, l'équation (2.46) se simplifie encore puisque l'on a  $\tilde{\Phi}_{x,0} = \tilde{\Phi}_{x,1} = 0$ , soit :

$$B = \frac{Q}{2} \frac{\sigma_{\eta_2}^2 - \sigma_{\eta_1}^2}{x_2 - x_1} \quad (2.47)$$

Enfin, dans le cas où le profil amont correspond à la section d'injection avec une injection ponctuelle spatialement, on considère  $\sigma_{\eta_1}^2 = 0$ .

### 3.1.2 Calage du profil transverse

La deuxième méthode pour déterminer le facteur de diffusion  $B$  consiste à tester une série de  $N_B$  valeurs du facteur de diffusion ( $B_j$ ), avec  $j = 1 \dots N_B$ , en générant les profils transverses avals théoriques correspondant  $\tilde{\Phi}_j(x_2, \eta)$  à  $x = x_2$ , à partir d'un profil amont (ou depuis l'injection)  $\tilde{\Phi}(x_1, \eta)$  à  $x = x_1$ . La génération des profils avals de concentration ou de dosage se fait sous la forme :

$$\tilde{\Phi}_j(x_2, \eta) = \int_0^1 [\tilde{\Phi}_{j0}(x_1, \eta \pm \omega) + \sum_{n=1}^N \tilde{\Phi}_{j0}(x_1, 2n \pm \eta \pm \omega)] d\omega \quad (2.48)$$

Le profil amont est alors vu comme une distribution transverse d'injections ponctuelles. Dans le cas d'une injection ponctuelle, le profil amont vaut  $\tilde{\Phi}_{j0}(\eta) = \delta(\eta - \eta_0)$  où la fonction  $\delta(\eta)$  est la distribution de Dirac centrée sur  $\eta_0$ .

Pour chaque valeur  $B_j$ , l'écart au carré entre le  $j^{\text{ème}}$  profil prédit  $\tilde{\Phi}_j$  et le profil transverse mesuré expérimentalement  $\tilde{\Phi}_{exp}$  peut être calculé. Comme la mesure expérimentale est en général une série discrète de  $N_i$  valeurs obtenues pour des positions  $\eta_i$ , l'écart  $\Delta_j$  s'écrit :

$$\Delta_j = \sum_{n_1}^{N_i} (\tilde{\Phi}_j(x, \eta_i) - \tilde{\Phi}_{exp}(x, \eta_i))^2 \quad (2.49)$$

La valeur de  $B$  optimale finale, qui permet au modèle d'approximer au mieux le profil mesuré expérimentalement, se fait classiquement en minimisant l'écart  $\Delta_j$  :

$$B = (B_j)_{\min(\Delta_j)} \quad (2.50)$$

### 3.1.3 Cas d'un écoulement non uniforme longitudinalement

Les cours d'eau naturels présentent généralement des variations longitudinales parfois non négligeable. La présence des ces variations révèlent que la non-uniformité de l'écoulement, ce qui sort des hypothèses nécessaires pour établir la solution Eq. (2.40). Comme cette solution permet une application opérationnelle simple à mettre en place, on se propose de l'utiliser même si la condition d'uniformité de l'écoulement n'est pas respectée. Dans ce cas, la modélisation de l'écoulement passe par une moyenne longitudinale, en plus de la moyenne transverse déjà effectuée. Ceci revient à passer de l'écoulement réel et varié, de grandeurs hydrauliques moyennées longitudinalement  $H_m, U_m, \psi_m$ , etc., à un écoulement uniforme équivalent qui possède les mêmes grandeurs hydrauliques. Les indices "m" représente ici les grandeurs moyennées spatialement (transversalement et longitudinalement), sur une zone d'étude. Ainsi, le facteur de diffusion  $B$ , déterminé par la méthode des moments (Eq. (2.46)) ou par l'ajustement de la solution du modèle de mélange 1D uniforme (Eq. (2.48)), et donc le coefficient de mélange transverse  $E_y$ , représente le mélange moyen au sein d'une zone d'étude (entre deux sections à  $x_1$  et  $x_2$ ).

## 3.2 Analyse dimensionnelle

Dans le modèle présenté ci-dessus, le coefficient de mélange transverse  $E_y$  (cf. Eq. (2.37)) est un coefficient moyen sur une zone d'étude. Il est déterminé pour un tronçon de cours d'eau entre deux sections de mesures, où l'on suppose l'écoulement uniforme longitudinalement ( $\beta = -1$ ). C'est une hypothèse forte en rivière, mais toujours faite en pratique pour utiliser le modèle de mélange 1D. En revanche, l'hypothèse d'uniformité est toujours vérifiée dans les conditions en laboratoire. Dans ces conditions, les grandeurs physiques moyennes, caractéristiques de l'écoulement sur toute la zone d'étude sont : le coefficient de mélange transverse  $E_y$ , la vitesse moyenne  $U$ , la profondeur moyenne  $H$ , la largeur au miroir  $W$ , la pente de charge  $J_f$ , l'accélération gravitationnelle  $g$ , la viscosité cinématique  $\nu$ , et la sinuosité du cours d'eau  $S_n$  en présence de méandres. Ces huit grandeurs physiques mettent en jeu seulement deux dimensions physiques : un temps [T] et une distance [L].

D'après le théorème de Vischy-Buckingham, il est alors possible de construire  $6 = 8 - 2$  coefficients sans dimension pour représenter le système :

$$\frac{E_y}{HU_*}, \lambda = 8 \left( \frac{U_*}{U} \right)^2, \frac{W}{H}, F_r = \frac{U}{\sqrt{gH}}, R_e = \frac{D_h U}{\nu}, S_n \quad (2.51)$$

où  $U_* = \sqrt{gHJ_f}$ ,  $R_e$  est le nombre de Reynolds,  $F_r$  est le nombre de Froude, et  $D_h$  est le diamètre hydraulique.

Le coefficient de mélange transverse sans dimension  $E_y/(HU_*)$ , parfois cherché sous la forme  $E_y/(HU)$  (cf. Webel & Schatzmann, 1984), devrait donc être une grandeur fonction des cinq autres telle que :

$$\frac{E_y}{HU_*} = f\left(\lambda, \frac{W}{H}, F_r, R_e, S_n\right) \quad (2.52)$$

Webel & Schatzmann (1984) ont montré expérimentalement que le coefficient de mélange transverse sans dimension  $E_y/(HU)$  décroît lorsque le nombre de Reynolds augmente et tend à devenir indépendant de  $R_e$  lorsque l'écoulement turbulent est pleinement développé. Ainsi, dans un écoulement turbulent tel que trouvé dans un cours d'eau naturel à grand nombre de Reynolds, on peut s'attendre à ce que  $E_y/(HU)$ , et donc  $E_y/(HU_*)$ , soit indépendant de  $R_e$ . Par ailleurs, aucune étude n'a rapporté d'influence du nombre de Froude  $F_r$ , ainsi, son influence est négligée.

D'après les sections précédentes, cf. section 1.5, on peut s'attendre à ce que le coefficient de mélange dépende aussi du coefficient de non-uniformité  $\beta$ , ce qui, à ma connaissance, n'a pas encore été étudié dans la littérature. Ainsi, dans le cas d'un écoulement non uniforme fortement turbulent ( $R_e$  élevé) tels que retrouvés dans les rivières, l'analyse dimensionnelle est modifiée comme :

$$\frac{E_y}{H_m U_{*m}} = f\left(\lambda_m, \frac{W_m}{H_m}, S_n, \beta_m\right) \quad (2.53)$$

où  $\lambda_m$  est le coefficient de frottement,  $(W/H)_m$  est le rapport d'aspect, et  $\beta_m$  est le paramètre de non-uniformité, moyennés longitudinalement.

### 3.3 Bilan des études en laboratoire

#### 3.3.1 Tendances observées d'après les résultats de la littérature

D'après l'analyse dimensionnelle, cf. Eq. (2.52), le coefficient de mélange transverse  $E_y$  dans un écoulement uniforme ( $\beta = -1$ ) dépend du coefficient de frottement  $\lambda$  et du rapport d'aspect. Le tableau 2.1 rassemble succinctement différentes expériences de traçage effectuées dans des canaux de laboratoire et les gammes de valeurs du coefficient de mélange obtenues. Elder (1959) a effectué ce type d'expériences en canal droit à fond lisse de laboratoire, après les travaux de Taylor (1954) sur la dispersion dans des tuyaux circulaires. Il a rapporté :

$$\frac{E_y}{HU_*} = 0.23 \quad (2.54)$$

Ensuite, Okoye (1971) a conduit ses expériences dans un canal droit avec différentes conditions hydrauliques sur des fonds lisse ou rugueux. Il indique que le coefficient  $E_y/(HU_*)$  augmente lorsque le rapport d'aspect  $W/H$  augmente, et ce sur une large gamme de valeurs de  $W/H$ , appuyé dans ses conclusions par Lau & Krishnappen (1977). Néanmoins, les données de Okoye révèlent que le coefficient de frottement  $\lambda$  dans ses expériences augmente lorsque le rapport d'aspect augmente, ce qui ne permet pas de discriminer leurs effets respectifs. D'ailleurs, cette tendance est réfutée par Webel & Schatzmann (1984) qui montrent expérimentalement que le rapport d'aspect n'a pas d'influence sur le coefficient  $E_y/(HU_*)$  dans les canaux droits lorsque  $W/H > 5$ . Ils tracent par ailleurs  $E_y/(HU)$  et montrent que ce coefficient est fortement corrélé avec  $\lambda$  (cf. figure 2.14a), et que  $E_y/(HU_*)$  décroît avec  $\lambda$  croissant (cf. figure 2.14b). Ils supposent que  $E_y/(HU_*)$  devient quasi constant à grand  $\lambda$  tel que :

$$\frac{E_y}{HU_*} = 0.134, \text{ pour } \lambda > 0.08 \quad (2.55)$$

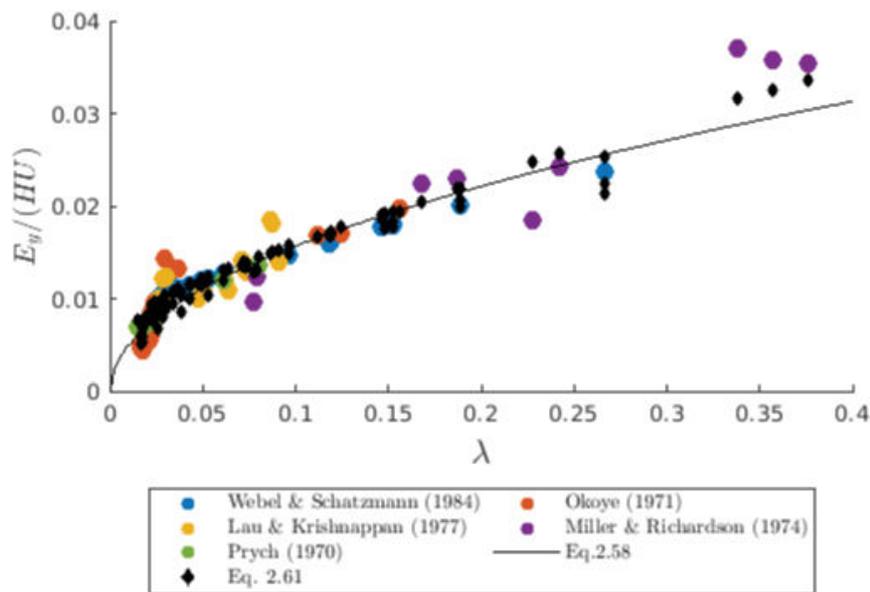
Ce résultat est repris par les analyses de Nokes & Woods (1988) qui réduisent la valeur limite d'influence du coefficient de frottement à  $\lambda = 0.055$  à la place de 0.08. Bien que la dépendance de  $E_y/(HU_*)$  au coefficient de frottement ne semble pas évidente, ils supposent que la valeur  $E_y/(HU_*) = 0.134$  est une borne inférieure.

Plus récemment, Chau (2000) a effectué ses expériences de traçage en canal droit en testant l'influence de différentes rugosités. Il a utilisé un fond lisse, un fond équipé de papier de verre puis d'un grillage en métal, et enfin avec des petits cailloux. Ses mesures révèlent que le coefficient de mélange transverse sans dimension  $E_y/(HU_*)$  varie de 0.14 à 0.21 sur fond lisse et papier de verre, de 0.13 à 0.19 avec le grillage en métal, et 0.15 à 0.24 en présence de petits cailloux. Il conclue que la taille de la rugosité n'influence pas  $E_y/(HU_*)$  dans les conditions hydrauliques testées.

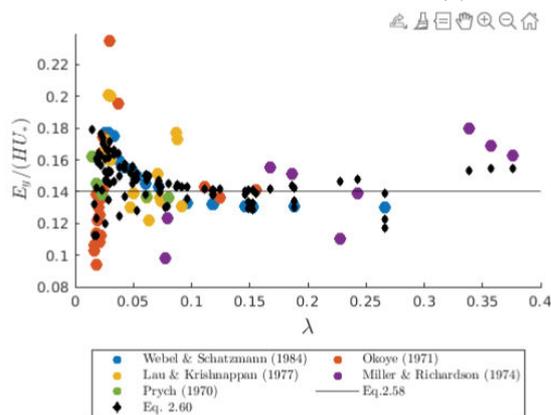
Fischer & Hanamura (1975) se sont intéressés au mélange transverse dans un canal droit de laboratoire en présence d'un réseau de cylindres émergents. Ils ont étudié l'effet d'un réseau de cylindres émergents sur le mélange transverse pour différents débits d'écoulement, et montrent que le coefficient  $E_y/(HU_*)$  varie entre 0.09 et 0.89, soit des valeurs nettement supérieures à celles obtenues en canal droit sans obstacle émergent (cf. figure 2.14). Par ailleurs, en réanalysant leurs données, il est possible de montrer que le coefficient  $E_y/(HU)$  ainsi que  $E_y/(HU_*)$  décroît fortement lorsque  $\lambda$  augmente. Fischer & Hanamura (1975) argumente d'ailleurs que dans sa configuration du réseau de cylindres, le coefficient de mélange adimensionné par le diamètre des cylindres  $d$  ( $m$ ),  $E_y/(dU_*)$ , varie peu (entre 0.07 à 0.14) avec en moyenne  $E_y/(dU_*) = 0.11$ , soit :

$$\frac{E_y}{HU_*} = 0.11 \frac{d}{H} \quad (2.56)$$

En présence d'obstacles émergents tels que les cylindres chez Fischer & Hanamura (1975), l'activité turbulente n'est plus générée par le fond uniquement, mais devient dominée par le frottement entre l'écoulement et les cylindres, ce qui justifierait d'employer le diamètre plutôt que la profondeur d'eau. Néanmoins, la présence d'un réseau régulier d'obstacles émergents comme dans les expériences de Fischer & Hanamura (1975) induit des variations longitudinales périodiques des conditions hydrauliques, si bien que l'écoulement peut être globalement uniforme (entre l'amont et l'aval des obstacles), mais être localement non-uniforme.



(a)



(b)

FIGURE 2.14 – Coefficient de mélange transverse  $E_y$  adimensionné par le produit : (a)  $HU$ , (b)  $HU_*$ , en fonction du coefficient de frottement  $\lambda$  en canal droit uniforme de laboratoire sans obstacle émergent, d’après les résultats expérimentaux rassemblés chez Huai et al. (2018).

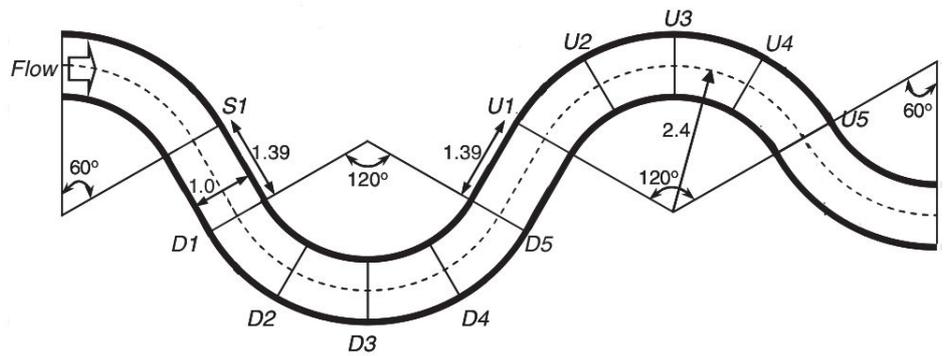
Par ailleurs, des expériences ont été conduites en canal de laboratoire courbe, notamment par Fischer (1969), et dans le cas d’un canal sinueux, notamment par Boxall et al. (2003), et Baek et al. (2006). Ces derniers ont entrepris des expériences de traçage dans un canal en S (cf. figure 2.15a), en effectuant des injections réparties sur la colonne d’eau au niveau des berges et au centre de la section S1. Ils ont généré des écoulements avec des rapports d’aspects ( $W/H$ ) allant de 2.5 à 14.3, et ils rapportent que les valeurs du coefficient  $E_y/(HU_*)$  varient entre 0.13 et 0.8 selon les sections transverses utilisées pour déterminer le coefficient de mélange  $E_y$ . Ces valeurs ont été déterminées entre deux sections transverses de mesure entre les deux méandres (i.e. à partir des sections D1-D4 jusqu’aux sections U1-U4, cf. figure 2.15a). De plus, ils montrent d’après leurs résultats que le coefficient de mélange adimensionné  $E_y/(HU_*)$  aug-

mente lorsque le rapport d'aspect  $W/H$  augmente, supposant que les courants secondaires sont plus intenses lorsque le rapport d'aspect augmente. Leur hypothèse est cependant incohérente avec les résultats de Blanckaert (2009) présentés plus haut (cf. section 1.5.5).

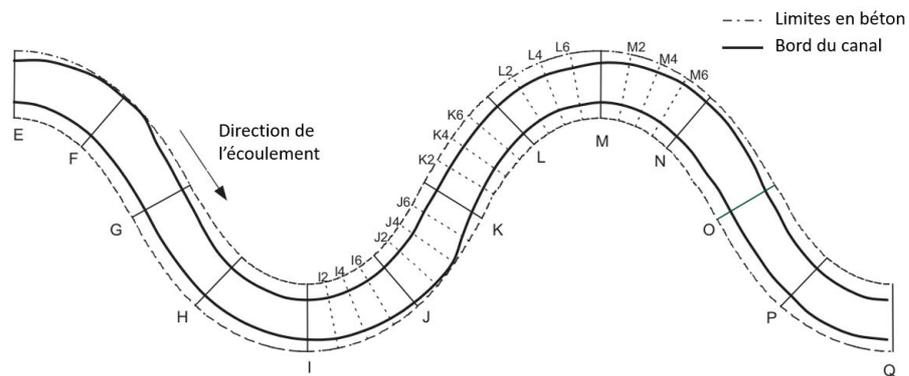
TABLE 2.1 – Expériences de traçage du mélange en canaux de laboratoire

Références	Type de canal	Traceur	Méthode de mesure	valeurs de $E_y/HU_*$
Elder (1959)	droit, lisse	Colorant, permanganate	Photographie	0.23
Fischer (1969)	courbe, lisse	Colorant, Rhodamine	Prélèvements	0.51 - 1.4
Okoye (1971)	droit, lisse et rugueux	Sel	Sonde de conductivité	0.1 - 0.23
Fischer & Hanamura (1975)	droit, lisse avec réseau de cylindres émergents	Colorant, Rhodamine	Prélèvements	0.08 - 0.89
Lau & Krishnappan (1977)	droit	-	-	0.13 - 0.2
Webel & Schatzmann (1984)	droit, lisse et rugueux	Colorant, Nigrosine	-	0.13 - 0.17
Chau (2000)	droit avec fond lisse, papier de verre, filet en métal, petits cailloux	Colorant, Rhodamine B	Prélèvements, spectrophotomètre	0.17 - 0.21
Boxall et al. (2003)	sinueux, fond sableux solidifié	Colorant, Rhodamine	Fluorimètres	0.15 - 1.8
Baek et al. (2006)	sinueux, lisse	Sel	Conductimètres	0.13 - 1.8

Boxall et al. (2003) ont effectué des expériences similaires dans un canal sinueux (cf. figure 2.15b), en générant des écoulements à grands rapports d'aspects ( $W/H \approx 12$ ) sur un fond sableux non-uniforme, et en injectant un traceur au centre (en surface et au fond de l'écoulement) de plusieurs sections transverses (cf. sections I, J, K, L dans la figure 2.15b), pour lesquelles six à sept sections de mesures de concentration intermédiaires aux sections d'injection sont utilisées pour déterminer les coefficients de mélange transverses moyens. Ils ont mis en évidence l'évolution cyclique du coefficient de mélange transverse, qui est directement liée à celle de la courbure du canal (cf. figure 2.16), et donc des courants secondaires générés. Ces courants sont maximaux au milieu du méandre lorsque la déviation de l'écoulement est maximale (cf. Blanckaert, 2009), et disparaissent progressivement à la sortie du méandre. D'après leurs résultats, le coefficient de mélange transverse  $E_y/(HU_*)$  évalué entre deux sections de mesure consécutives varie de 0.13 (partie linéaire entre sections K et L, cf. figure 2.15b) jusqu'à 1.8 (milieu du méandre entre sections I et J, ainsi que L et M).



(a)



(b)

FIGURE 2.15 – Canaux sinueux dans les expériences de : (a) Baek et al. (2006), (b) Boxall et al. (2003)

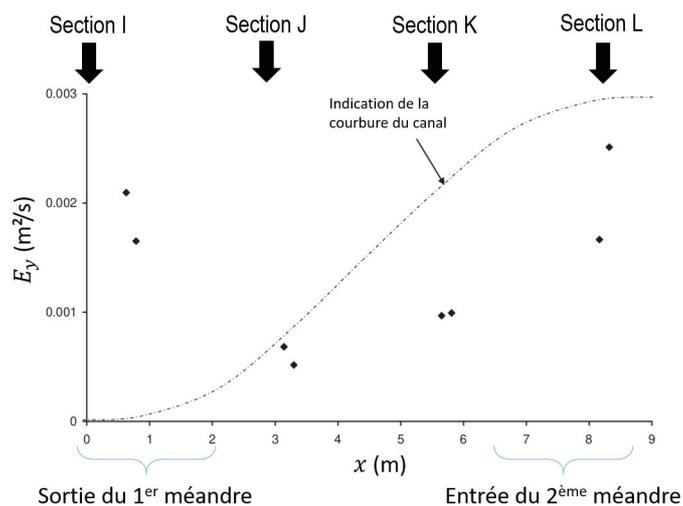


FIGURE 2.16 – Coefficient  $E_y/HU_*$  moyen depuis l'injection en fonction de la distance longitudinale, avec une injection à la section I, section J, section K et section L (cf. figure 2.15b, adaptée de la figure 10 de Boxall et al. (2003)

### 3.3.2 Prédiction du coefficient de mélange transverse adimensionnel en canal droit uniforme

Différents auteurs ont cherché à utiliser les données disponibles de la littérature pour établir des lois empiriques, basées sur l'Eq. (2.52), de plus en plus complexes dans le but de prédire le coefficient de mélange transverse à partir des caractéristiques hydrauliques ( $\lambda$ ) et géométriques ( $W/H$ ) moyennes. Récemment, Gualtieri & Mucherino (2007) a rassemblé des données rapportées par Rutherford (1994) ainsi que Chau (2000). En regroupant différents cas d'études avec un rapport d'aspect proche, l'auteur conclut que  $E_y/HU_*$  est constant (valant 0.166), et est indépendant de  $\lambda$  et  $W/H$ .

Par ailleurs, Huai et al. (2018) ont rassemblé eux aussi une multitude de données rapportées par Rutherford (1994) et d'autres. Les auteurs ont appliqué une méthode de regression basée sur la programmation génétique, pour déduire une loi prédictive s'appuyant sur 147 résultats d'expériences en écoulement de laboratoire. Cette loi se compose de deux termes relatifs aux contributions du mélange par diffusivité turbulente et par dispersion, dépendant du coefficient de frottement et du rapport d'aspect comme :

$$\frac{E_y}{HU_*} = \frac{0.693}{262 + \frac{8}{\lambda} - 31.8\sqrt{\frac{8}{\lambda}}} + \frac{0.121\frac{W}{H}}{\frac{W}{H} + 0.222\sqrt{\frac{8}{\lambda}} - 1.99} \quad (2.57)$$

Cette dernière loi offre une précision inférieure à celle de Gualtieri & Mucherino (2007) ( $R^2 = 54\%$  contre  $R^2 = 89\%$ ), mais elle cherche à expliquer la variabilité des valeurs  $E_y/(HU_*)$  suivant les différentes conditions hydrauliques. En revanche, c'est une équation qui met en relation les différents paramètres hydrauliques sans justification physique. Ainsi, on propose ici une nouvelle approche pour établir une relation empirique en laboratoire.

### 3.3.3 Détermination d'une nouvelle loi empirique en écoulement uniforme de laboratoire

D'abord, par analogie au coefficient de mélange transverse adimensionnel qui vaut théoriquement  $E_z/(HU_*) = 0.067$  (Elder, 1959), on suppose que le coefficient de mélange transverse adimensionnel  $E_y/(HU_*)$  est lui aussi constant. On peut l'exprimer sous la forme  $E_y/(HU) \propto \sqrt{\lambda}$ , avec  $\lambda = 8(U_*/U)^2$ . Le coefficient  $E_y/(HU)$  doit alors augmenter alors comme la raciné carré du coefficient de frottement  $\lambda$ . Ce comportement est globalement retrouvé dans cette figure, malgré une forte dispersion des points. En cherchant une relation en puissance de  $\lambda$ , on trouve par la méthode des moindres carrés une équation comme :

$$\frac{E_y}{HU} = a_1 \lambda^{b_1} \quad (2.58)$$

où  $a_1 = 0.05$  et  $b_1 = 0.49$ , soit pratiquement une relation en racine carrée de  $\lambda$  telle qu'attendue si  $E_y/(HU_*)$  est indépendant de  $\lambda$ . Cette relation a un coefficient de régression  $R^2 = 82\%$ . Elle conduit d'ailleurs une valeur  $E_y/(HU_*) \approx 0.14$  constante, proche des valeurs rapportées en canal rugueux par Weibel & Schatzmann (1984), et légèrement inférieure à la valeur proposée par Gualtieri Mucherino (2007).

La dispersion importante observée pour  $E_y/(HU_*)$  n'est cependant pas représentée par l'Eq. (2.58) (cf. figure 2.14). Pour l'expliquer, nous supposons que l'incertitude sur les valeurs rapportées par les études est négligeable, que la dispersion des points est liée à un effet du rapport

d'aspect  $W/H$  tel que suspecté dans l'analyse dimensionnelle. En suivant Gualtieri Mucherino (2007), nous rassemblons les données de la littérature disponibles dans Huai et al. (2018), que nous groupons par valeurs quasi-constantes du rapport d'aspect. Ainsi, pour chaque groupe de  $W/H$  constant, nous cherchons d'abord  $E_y/(HU_*)$  sous la forme d'une loi en puissance de  $\lambda$ . Nous avons retiré les cas à grand rapport d'aspect obtenus avec une profondeur d'eau très faible ( $H < 0.03$  cm), notamment certains de Lau & Krishnappan (1977). Webel & Schatzmann (1984) argumente que dans ces conditions, des phénomènes liés à la tension de surface de l'eau peuvent apparaître. En retirant ces quelques cas, un total de 129 résultats de la littérature sont utilisés.

Les coefficients  $a_1$  et  $b_1$  pour chaque valeur de  $W/H$  sont tracés en fonction du rapport d'aspect dans les figures 2.17a et 2.17b. On constate que  $a_1$  et  $b_1$  diminuent lorsque  $W/H$  augmente. En cherchant une relation en puissance de  $W/H$ , nous trouvons les équations suivantes :

$$\begin{aligned} a_1 &= 0.093 \left( \frac{W}{H} \right)^{-0.27}, R^2 = 58\% \\ b_1 &= 0.93 \left( \frac{W}{H} \right)^{-0.27}, R^2 = 60\% \end{aligned} \quad (2.59)$$

L'équation pour  $E_y/(HU)$  est donc :

$$\frac{E_y}{HU} = 0.093 \left( \frac{W}{H} \right)^{-0.27} \times \lambda^{(0.93 \left( \frac{W}{H} \right)^{-0.27})} \quad (2.60)$$

avec un coefficient de corrélation  $R^2 = 93\%$  et donc pour  $E_y/(HU_*)$  :

$$\frac{E_y}{HU_*} = 0.093 \left( \frac{W}{H} \right)^{-0.27} \times \lambda^{(0.93 \left( \frac{W}{H} \right)^{-0.27})} \times \sqrt{\frac{8}{\lambda}} \quad (2.61)$$

Les deux équations Eqs. (2.60) et (2.61) sont tracées dans la figure 2.14, et l'ajustement est plutôt bon car il permet de reproduire en partie la variabilité de  $E_y/(HU_*)$  de façon plus simple que celle de Huai et al. (2018). D'après l'Eq. (2.60), il apparaît que les valeurs prédites évoluent comme la racine carrée du coefficient de frottement  $\lambda$  ( $b_1 \approx 0.5$ ), lorsque le rapport d'aspect vaut  $W/H \approx 10$ . Le coefficient  $E_y/(HU_*)$  est alors constant pour cette valeur. Lorsque  $W/H < 10$ ,  $E_y/(HU_*)$  augmente et tend vers une constante lorsque  $\lambda$  augmente. À l'inverse, lorsque  $W/H > 10$ ,  $E_y/(HU_*)$  diminue et tend vers une constante lorsque  $\lambda$  augmente. Des valeurs du coefficient adimensionnel  $E_y/(HU_*)$  jusqu'à 0.45 peuvent être ainsi atteintes lorsque le rapport d'aspect est très grand, et le coefficient de frottement est très faible (cf. figure 2.17c).

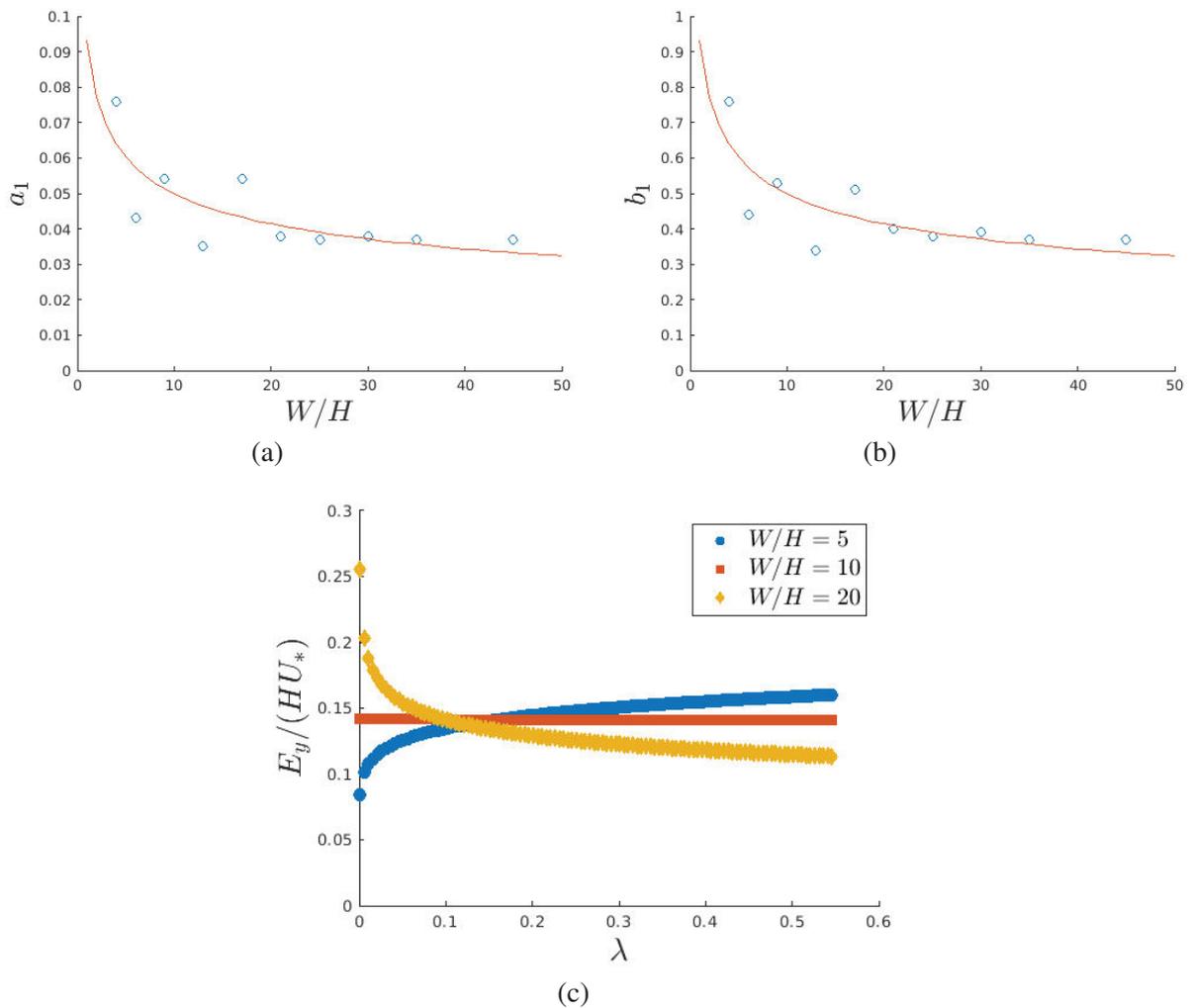


FIGURE 2.17 – Construction d’une nouvelle loi empirique pour le coefficient de mélange transverse  $E_y/(HU_*)$  en canal droit de laboratoire : (a) coefficient  $a_1$  de l’Eq. (2.59) en fonction du rapport d’aspect  $W/H$ , (b) coefficient  $b_1$  de l’Eq. (2.59) en fonction du rapport d’aspect  $W/H$ , (c) prédictions de l’Eq. (2.61) en fonction du coefficient de frottement  $\lambda$  pour 3 valeurs du rapport d’aspect. Les lignes rouges représentent les ajustements de l’Eq. 2.59.

### 3.4 Bilan des études en rivières

Les expériences de traçage en cours d’eau naturels ont débuté par les travaux de Hull (1962) dans la rivière Columbia, puis ceux de Fischer (1969), Yotsukura & Cobb (1972), Beltaos (1985), Rutherford (1994), Seo et al. (2006), etc. Comme les écoulements en rivière sont plus ou moins variés, et donc non uniforme, les résultats obtenus pour ces expériences en rivières sont donnés pour des grandeurs hydrauliques moyennées spatialement. Ces résultats révèlent une variabilité importante du coefficient de mélange transverse, avec  $E_y/(H_m U_{*m})$  variant de 0.15 à 3.4, contre 0.1 à 0.23 en canal droit de laboratoire (sauf obstacle émergent, voir table 2.1) et 0.13 à 1.8 en canal courbe. Huai et al. (2018) rassemblent la majeure partie des résultats disponibles dans la littérature, complétant la liste déjà existante de Rutherford (1994). Les résultats rapportés dans la littérature sont alors représentatifs d’une large gamme de cas étudiés

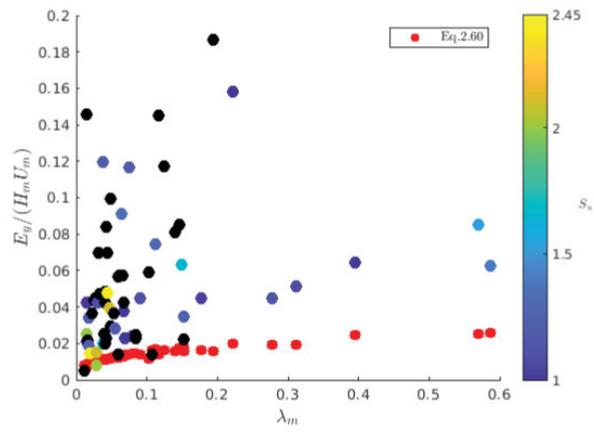
---

avec une description hydraulique plus ou moins fine. D'après ces résultats, une valeur moyenne peut être déterminée comme :

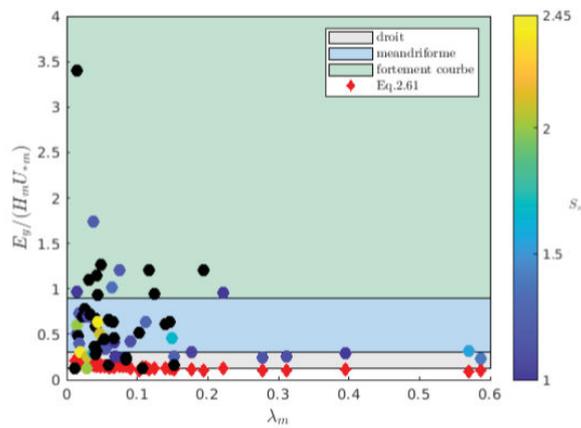
$$\frac{E_y}{H_m U_{*m}} = 0.6 \quad (2.62)$$

La caractérisation hydraulique des cours d'eau est généralement faite avec quelques sections de contrôle séparées de quelques dizaines de mètres (cf. Seo et al., 2006 ; 2016) à plusieurs kilomètres, cf. tableau 2.2. Malgré la complexité de la morphologie des rivières, et en ignorant les variations longitudinales de l'écoulement, c'est généralement la courbure des cours d'eau (ou la sinuosité) qui est mise en cause pour justifier les fortes valeurs du coefficient de mélange en rivière par rapport à celles en canal de laboratoire. Rutherford (1994) a défini des gammes de valeurs en fonction du caractère méandrique de cours d'eau (sinuosité) dans sa classification (cf. Eq. (1.4) dans l'introduction). En revanche, on constate que les valeurs du coefficient de mélange adimensionnel  $E_y/(H_m U_{*m})$  pour les plus fortes valeurs de sinuosité (cf. en jaune dans la figure 2.18b) se situent à la frontière entre les rivières droites et légèrement méandrique (entre  $E_y/(H_m U_{*m}) = 0.3$  à  $0.9$ ).

Par ailleurs, on constate que le cas de laboratoire non sinueux, représenté par les Eqs. (2.60) (cf. figure 2.18a) et (2.61) (cf. figure 2.18b), est une limite inférieure des valeurs obtenues en rivière naturelle. Les résultats des expériences réalisées en rivière, et ceux des expériences réalisées dans le cas idéal d'un canal uniforme, ne sont pas comparables. Les valeurs maximales mesurées sur le terrain dépassent largement les valeurs observées en laboratoires pour des mêmes gammes de coefficients de frottement  $\lambda_m$  et rapport d'aspect  $(W/H)_m$ , et la sinuosité des cours d'eau naturels ne permet pas de l'expliquer. Ainsi, la classification de Rutherford montre ses limites quant à estimer correctement le coefficient de mélange pour un cours d'eau donné. La valeur moyenne  $E_y/(H_m U_{*m}) = 0.6$  reste néanmoins couramment employée.



(a)



(b)

FIGURE 2.18 – Valeurs du coefficient de mélange transverse  $E_y$  adimensionné par le produit : (a)  $H_m U_m$ , (b)  $H_m U_{*m}$ , en fonction du coefficient de frottement  $\lambda_m$  rapportées par les études en rivière de la littérature, rassemblées par Huai et al. (2018). Les trois gammes de valeurs de la classification de Rutherford (1994) sont représentées par les rectangles en couleur. La couleur des points représente la valeur de la sinuosité correspondante, et les points noirs ceux pour lesquels la sinuosité n'est pas renseignée.

TABLE 2.2 – Expériences de traçage du mélange en rivière

Références	Traceur	Injection	Méthode de mesure	Méthode de calcul $E_y$	Distance entre sections
Glover (1964)	Potasse	Continue	Spectrométrie	Calibration modèle	1.1 à 9.1 km
Yotsukura & Cobb (1972)	Rhodamine WT	Continue	Fluorimètres	Calibration modèle 1D	100 à 300 m
Engmann & Kellerhals (1974)	Rhodamine WT	Continue	Prélèvements	Méthode des moments	300m à 1.4 km
Beltaos (1980)	Rhodamine WT	Instantanée	Prélèvements	Calibration modèle 1D	2 à 6 km
Rutherford et al. (1992)	Température	-	Thermistance	Calibration modèle 1D	2 à 6 km
Seo et al. (2006)	Iode 131	Instantanée	Scintillateur	Méthode des moments et Calibration modèle 1D	100 à 800m
Seo et al. (2016)	Rhodamine WT	Instantanée	Fluorimètres	Calibration modèle 1D et 2D	20 à 100 m

### 3.4.1 Prédiction du coefficient de mélange adimensionnel en rivière par des lois empiriques

Récemment, différents auteurs ont commencé à utiliser les données disponibles de la littérature pour établir des lois empiriques, basées sur l'Eq. (2.52), de plus en plus complexes dans le but de prédire le coefficient de mélange transverse à partir des caractéristiques hydrauliques des cours d'eau naturels. Jeon et al. (2007) ont utilisé 32 résultats d'expériences sur le terrain (inclus dans la figure 2.18) dont 16 pour déterminer une loi à l'aide d'une simple méthode des moindres carrés, et les 16 autres résultats pour la vérifier. Leur loi est définie comme un produit de puissance des différents paramètres sous la forme :

$$\frac{E_y}{H_m U_{*m}} = 0.0291 \left( \sqrt{\frac{8}{\lambda_m}} \right)^{0.463} \left( \frac{W_m}{H_m} \right)^{0.299} S_n^{0.733} \quad (2.63)$$

Cette loi implique que le coefficient de mélange transverse adimensionné augmente lorsque la sinuosité  $S_n$  et le rapport d'aspect  $(W/H)_m$  augmentent, ou lorsque le coefficient de frottement  $\lambda$  diminue. Cette dernière tendance est comparable à ce que l'on peut trouver en laboratoire lorsque  $\lambda_m > 0.038$  (cf. figure 2.14).

Plus récemment, Aghababei et al. (2017) ont utilisé une méthode de regression symbolique basée sur une programmation génétique pour déduire la loi suivante :

$$\frac{E_y}{H_m U_{*m}} = 0.463 + 0.464 \left( \sqrt{\frac{8}{\lambda_m}} \right) + 8.824 \times 10^{-9} S_n \left( \sqrt{\frac{8}{\lambda_m}} \right) + 0.149 S_n \left( \sqrt{\frac{8}{\lambda_m}} + 2.306 F_{rm} S_n^2 - 25.283 \right) - 0.474 S_n^{(0.054 \frac{W_m}{H_m} - 20.371)} \quad (2.64)$$

Cette loi a été construite à partir de 181 résultats d'expériences en cours d'eau droits (172 expériences en laboratoires et 9 sur le terrain) ainsi que 49 résultats dans des cours d'eau méandriformes (20 expériences en laboratoire et 29 sur le terrain). Cette loi suppose que le nombre de Froude et le rapport d'aspect n'ont d'influence que sur les termes de sinuosité. Ainsi dans un cours d'eau droit ( $S_n = 1$ ), cette loi se simplifie en :

$$\frac{E_y}{H_m U_{*m}} = 0.138 + 0.464 \left( \sqrt{\frac{8}{\lambda_m}} \right) \quad (2.65)$$

Enfin, Huai et al. (2018) ont aussi utilisé une méthode de régression basée sur la programmation génétique, pour déduire une équation à partir de l'équation Eq. 2.57 déterminée en canal de laboratoire. Ils ont associé un facteur multiplicatif dépendant du rapport d'aspect  $(W/H)_m$ , du coefficient de frottement  $\lambda_m$  et de la sinuosité  $S_n$ , devant chacun des deux termes de l'Eq. (2.57), pour étendre leur loi aux mesures en rivière où l'effet de la sinuosité est attendu. En appliquant la même méthode de régression, basée sur 39 résultats d'expériences en rivière, la forme finale de leur loi prédictive est la suivante :

$$\frac{E_y}{H_m U_{*m}} = \left( \sqrt{\frac{8}{\lambda_m}} \right)^{0.47} \times \frac{0.693}{262 + \frac{8}{\lambda_m} - 31.8 \sqrt{\frac{8}{\lambda_m}}} + \left( \sqrt{\frac{8}{\lambda_m}} \right)^{0.35} (S_n)^{0.395} \left( \frac{W_m}{H_m} \right)^{0.07} \times \frac{0.121 \frac{W_m}{H_m}}{\frac{W_m}{H_m} + 0.222 \sqrt{\frac{8}{\lambda_m}} - 1.99} \quad (2.66)$$

Les lois présentées ci-dessus ont pour but de permettre aux ingénieurs de prédire le coefficient de mélange transverse d'un cours d'eau étudié, à partir d'estimations simples des caractéristiques hydrauliques et géométriques moyennes. Elles sont constituées de fonctions des différents paramètres de l'analyse dimensionnelle (cf. Eq. (2.52)). Il est difficile d'attribuer une justification physique de leur forme, même si l'Eq. (2.66) tente d'introduire des termes de diffusivité turbulente et de dispersion par les courants secondaires séparément.

Bien que les données rassemblées par Huai et al. (2018) ne soient pas utilisables pour tester les différentes lois ci-dessus, car les valeurs de sinuosité  $S_n$  des cas d'étude ne sont pas systématiquement renseignées, la figure 2.19 (adaptée de la figure 5 de Huai et al. (2018)) propose une comparaison des prédictions du coefficient de mélange adimensionné par les différentes lois, avec certaines valeurs mesurées en rivière. On remarque d'abord que la loi Eq. (2.66) de Huai et al. (2018) semble la mieux calibrée pour reproduire les valeurs du coefficient de mélange transverse de la littérature à partir des caractéristiques hydrauliques moyennes des cours d'eau étudiés, avec une faible dispersion sur la gamme de valeurs  $0.2 > E_y/(H_m U_{*m}) > 0.8$ . De même, pour les faibles valeurs de  $E_y/(H_m U_{*m})$ , la loi Eq. (2.63) de Jeon et al. (2007) présente une bonne estimation du coefficient, mais avec une grande dispersion pour les valeurs  $E_y/(H_m U_{*m}) > 0.5$ . À l'inverse, la loi Eq. (2.64) de Aghababaei et al. (2017) présente une faible capacité à reproduire les valeurs mesurées sur toute la gamme de valeurs disponibles. Enfin, pour les plus fortes valeurs, i.e. à partir de  $E_y/(H_m U_{*m}) > 0.8$ , les trois lois peinent à correctement estimer le coefficient de mélange transverse, en le sous-estimant systématiquement.

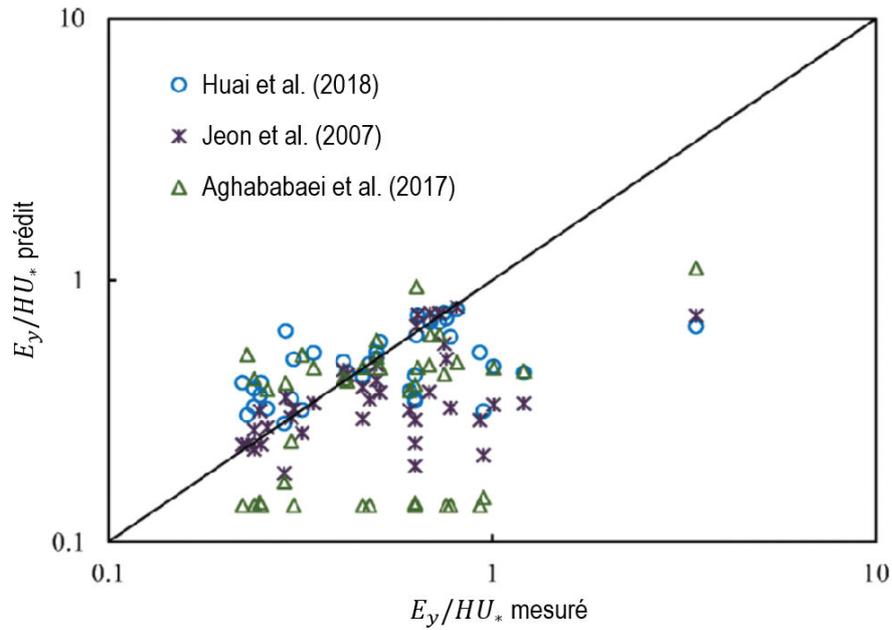


FIGURE 2.19 – Comparaison entre les valeurs mesurées en rivières et prédites par différentes lois empiriques de la littérature, adapté de la figure 5 de Huai et al. (2018)

## 4 Ojectifs de la thèse

Les valeurs du coefficient de mélange transverse rapportées dans la littérature sont déterminées à l'aide d'expériences de traçage en appliquant le modèle de mélange 1D qui suppose l'uniformité longitudinale de l'écoulement. Les valeurs obtenues en cours d'eau naturels sont en général plus élevées que celles obtenues en laboratoire. Rutherford (1994) considère que la sinuosité  $S_n$  est un candidat potentiel pour expliquer cette différence, bien que sa classification soit remise en question par des études plus récentes. Une grande différence entre les expériences de laboratoire et en rivière est que la morphologie du lit d'une rivière est bien plus complexe que celle des canaux de laboratoire. Les cours d'eau naturels sont variés transversalement et longitudinalement. Et, même si les variations transverses (de vitesse et profondeur) peuvent être prises en compte grâce à l'introduction du modèle en débit cumulé (cf. Eq. (2.40)), les variations longitudinales restent ignorées.

Dans ce chapitre, on a ainsi montré principalement que :

- 1) La non-uniformité longitudinale, quantifiée par le paramètre  $\beta$ , affecte le profil vertical de vitesse moyenne longitudinale, les profils verticaux des intensités turbulentes, et la génération de courants secondaires (cf. sections 1.5.2-1.5.1).
- 2) La valeur du coefficient de mélange transverse adimensionné  $E_y/(H_m U_{*m})$  est souvent bien supérieure en rivière qu'en canal de laboratoire pour des valeurs de grandeurs hydrauliques similaires ( $\lambda_m, (W/H)_m$ ).
- 3) La sinuosité  $S_n$  du cours d'eau ne semble pas pouvoir expliquer l'origine de cette différence d'ordre de grandeur de  $E_y/(H_m U_{*m})$  entre le laboratoire et les cours d'eau naturels.

Ceci permet alors d'établir l'hypothèse de ce travail de thèse :

Le paramètre de non-uniformité longitudinale moyen  $\beta_m$  semble être un bon candidat pour expliquer, au moins en partie, les fortes valeurs  $E_y/(H_m U_{*m})$  observées en rivière par rapport aux mesures en laboratoire.

Je propose donc d'inclure le paramètre de non-uniformité moyen  $\beta_m$  dans l'analyse dimensionnelle :

$$\frac{E_y}{H_m U_{*m}} = f\left(\lambda_m, \frac{W_m}{H_m}, S_n, \beta_m\right) \quad (2.67)$$

et de quantifier son influence sur le coefficient de mélange transverse adimensionnel. Si  $\beta_m$  permet en effet d'expliquer les fortes valeurs du coefficient  $E_y/(H_m U_{*m})$ , l'établissement d'une formule prédictive à application opérationnelle pourra être envisagée.

Par ailleurs, la caractérisation de l'écoulement dans les études en rivière s'effectue sur quelques sections de contrôle généralement éloignées les unes des autres. La distance entre les sections de contrôle est peut-être trop importante pour mettre en évidence cette non-uniformité, et pour déterminer des valeurs représentatives des grandeurs hydrauliques moyennes telles que  $U_m, H_m$  et  $\psi_m$ , nécessaires à la détermination de  $E_y$ . Les grandeurs hydrauliques, et donc la valeur du coefficient de mélange transverse, risquent alors de dépendre de cette distance choisie, ce qui pourrait compliquer fortement l'évaluation de l'effet de  $\beta_m$  sur  $E_y/(H_m U_{*m})$ .

Ainsi, dans le but de tester l'hypothèse que  $\beta_m$  est responsable de la grande différence de valeurs de  $E_y/(H_m U_{*m})$  entre les études en laboratoire et en rivière, nous allons commencer par mesurer expérimentalement le coefficient de mélange transverse dans une rivière fortement variée. Le chapitre 2 rassemblera les méthodes expérimentales employées pour les mesures en rivière. Le chapitre 3 consistera alors à déterminer des valeurs de  $E_y/(H_m U_{*m})$  dans la Durance (France), pour lesquelles  $\beta_m$  est différent de  $-1$ , et vérifier si ce paramètre parvient à expliquer les possibles fortes valeurs de  $E_y/(H_m U_{*m})$  mesurées. Puis, le chapitre 4 consistera à tester l'effet de la résolution de mesure hydraulique avec une expérience à plus haute résolution dans des tronçons du cours d'eau (nombre de sections intermédiaires), dans le but de déterminer une

---

meilleure description hydraulique de l'écoulement non-uniforme et son influence sur les paramètres hydrauliques, notamment sur  $\beta_m$ . Enfin, le chapitre 5 consistera à conclure en conditions contrôlées de laboratoire sur (1) l'effet de la non-uniformité, et (2) des recommandations en terme de méthode de caractérisation hydraulique visant à estimer au mieux la non-uniformité d'un cours d'eau et le coefficient de mélange transverse.

# Chapitre 3

## Expérimentations en rivière

### 1 Approches méthodologiques de la littérature

Les expériences de traçage réalisées en rivière se basent toutes sur le même principe. Il s'agit de définir une zone d'étude, positionner une section d'injection et une ou plusieurs sections de mesure de concentration visant à mesurer des profils transverses de concentration ou de dosage, et enfin injecter un traceur de façon continue dans le temps ou instantanée. Ce principe est le même depuis les premières études en rivière (Hull, 1962), jusqu'à plus récemment (Seo et al., 2016). En plus de devoir mesurer des profils transverses de concentration ou de dosage, le modèle de mélange 1D requiert des mesures hydrauliques, notamment pour estimer les valeurs de profondeur d'eau  $H_m$ ,  $U_m$ ,  $\psi_m$ , etc., moyennées sur la zone d'étude.

Les différences entre les études en rivières réalisées par le passé s'établissent suivant trois points. D'abord, certaines expériences ont été conduites sur des zones d'études s'étendant de quelques centaines de mètres (Yotsukura & Cobb, 1972; Seo et al., 2006; 2016) jusqu'à plusieurs kilomètres (Beltaos, 1980; Rutherford, 1992). Ces zones d'études comprennent alors des successions de faciès tels que des mouilles et des radiers (Yotsukura & Cobb, 1972). En général, plusieurs sections transverses sont utilisées pour mesurer des profils de concentration ou de dosage (entre 5 et 6 pour Seo et al., 2006), ainsi que vitesse longitudinale  $\tilde{u}$  et de profondeur d'eau  $h$ . À ma connaissance, seules les sections où sont positionnées des sondes pour mesurer la concentration en traceur injecté, sont utilisées pour caractériser l'écoulement. Ainsi, plus la zone d'étude est grande, moins les mesures hydrauliques permettront d'estimer convenablement les grandeurs hydrauliques moyennes caractéristiques de l'écoulement.

De plus, certaines études ont déterminé le coefficient de mélange transverse  $E_y$  par la méthode des moments Eq. (2.46) (Beltaos, 1980; Seo et al., 2006) ou l'ajustement de la solution analytique Eq. (2.48) (Yotsukura & Cobb, 1972; Seo et al., 2006; 2016). Dans le cas de la méthode des moments, les profils longitudinaux de variance  $\sigma_\eta^2(x)$  ont été linéairement interpolés sur plusieurs sections de mesures (cf. figure 3.1). Dans le cas de l'ajustement de la solution analytique, le coefficient de mélange transverse est déterminé comme une valeur unique permettant d'ajuster au mieux plusieurs profils transverses de concentration (ou de dosage) successifs (Yotsukura & Cobb, 1972; Pouchoulin et al., 2020). Ainsi, dans les deux cas, les valeurs de  $E_y$  sont moyennées grâce aux mesures de concentration effectuées sur plusieurs sections.

Enfin, les grandeurs moyennées spatialement ( $H_m$ ,  $U_m$ , etc.), déterminées à partir des gran-

deurs hydrauliques par section ( $H$ ,  $U$ , etc.), peuvent être calculées suivant une simple moyenne arithmétique sur toute ou partie de la zone d'étude (Seo et al., 2006), ou en effectuant une moyenne pondérée par la distance entre les sections de mesures (Yotsukura & Cobb, 1972).

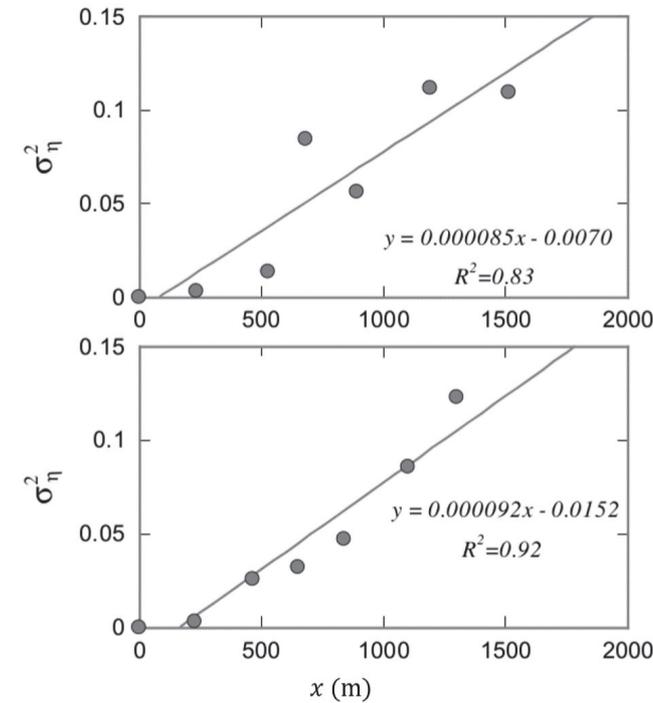


FIGURE 3.1

FIGURE 3.2 – Évolution longitudinale de la variance  $\sigma_\eta^2$  des profils de dosage  $\tilde{\Theta}$  mesurés lors de deux expériences de traçage, adaptée de la figure 10 de Seo et al. (2006).

Les profils de variances montrés dans la figure 3.1 ne sont pas vraiment linéaires, tels que l'on attendrait dans le cas d'un écoulement uniforme. Ceci indique donc qu'il y a des variations des grandeurs hydrauliques et du coefficient de mélange transverse interne aux zones d'études. Par ailleurs, Yotsukura & Cobb (1972) ont rapporté une valeur de  $E_y$  déterminée sur une zone comprenant des successions de radiers et de mouilles qui était environ trois fois supérieure à celles déterminées dans des zones plus uniformes. Ceci permet de suspecter une variabilité longitudinale du coefficient de mélange transverse  $E_y$ . Ainsi, dans le but de mettre en évidence et d'expliquer cette variabilité, la méthodologie doit être adaptée. Celle-ci doit être appliquée sur une zone d'étude de longueur similaire à celles étudiées par Yotsukura & Cobb (1972) et Seo et al. (2006;2016). De plus, une multitude de sections transverses de mesure de concentration doivent être positionnées le long de cette zone d'étude, dans le but d'ajuster la solution analytique Eq. (2.48) entre deux sections successives. Enfin, les mesures hydrauliques doivent être réalisées sur les sections de mesures de concentration, et pour permettre une caractérisation plus précise de l'écoulement moyen, une ou plusieurs sections intermédiaires de mesures hydrauliques seules doivent être considérées. Les grandeurs hydrauliques moyennées spatialement seront alors calculées en pondérant les grandeurs moyennes par sections avec la distance entre ces sections.

---

## 2 Choix de la zone d'étude

Pour mettre en évidence la variabilité du coefficient de mélange transverse, le type de zone d'étude recherchée doit présenter une forte variabilité longitudinale de faciès, et si possible de faibles étendues tant transverses (pour une traversée rapide et ainsi un gain de temps) que longitudinales (facilité de déploiement des instruments et couverture spatiale par les opérateurs). Ceci permet d'avoir une multitude de conditions d'écoulement différentes et notamment des écoulements non-uniformes longitudinalement sur une zone facilement couverte par un nombre limité de personnes (5 à 8) et sur une durée limitée (2-4 jours). Le choix se porte sur des rivières de piémont, qui vont présenter une pente moyenne assez forte avec de nombreuses successions de radiers et de mouilles, d'îles, d'obstacles émergents et de macro-rugosités, etc.

Plusieurs trajets de reconnaissance le long de différentes rivières, telles que le Drac et la Durance, ont été réalisés pour trouver le site idéal pour effectuer ces expériences de traçage. Une première pré-campagne de mesure sur deux jours a été effectuée dans le Drac à Saint-Bonnet-en-Champsaur, en France, dans le but de tester le protocole expérimental décrit plus bas. Cette zone de la rivière comprenait un débit de  $15 \text{ m}^3/\text{s}$ , avec un fort courant rendant le déplacement au sein du cours d'eau hasardeux. Ainsi, cette zone n'a pas été retenue.

Un autre site comprenant un débit plus faible avec un accès plus facile a été trouvé dans la Durance, à l'aval du barrage de La Saulce, toujours en France. La Durance est une rivière d'environ 323 km de long prenant sa source dans les Alpes françaises à 2460m d'altitude vers Montgenèvre, en France, et se jette dans le Rhône à Avignon (cf. figure 3.3). De nombreuses zones sont court-circuitées par des canaux hydro-électriques (cf. figure 3.3). Ainsi, le canal EDF de Sisteron court-circuite la Durance au niveau de La Saulce, où le débit annuel est de  $51 \text{ m}^3/\text{s}$ . Dans cette zone, le débit peut varier du débit réservé de  $4.4 \text{ m}^3/\text{s}$  (débit minimum que doit restituer EDF en aval du barrage), jusqu'à environ  $200 \text{ m}^3/\text{s}$  en période crue (principalement mai et juin). Les grandes variations de débit rendent la Durance sujette à de nombreuses transformations morphologiques à l'échelle annuelle.

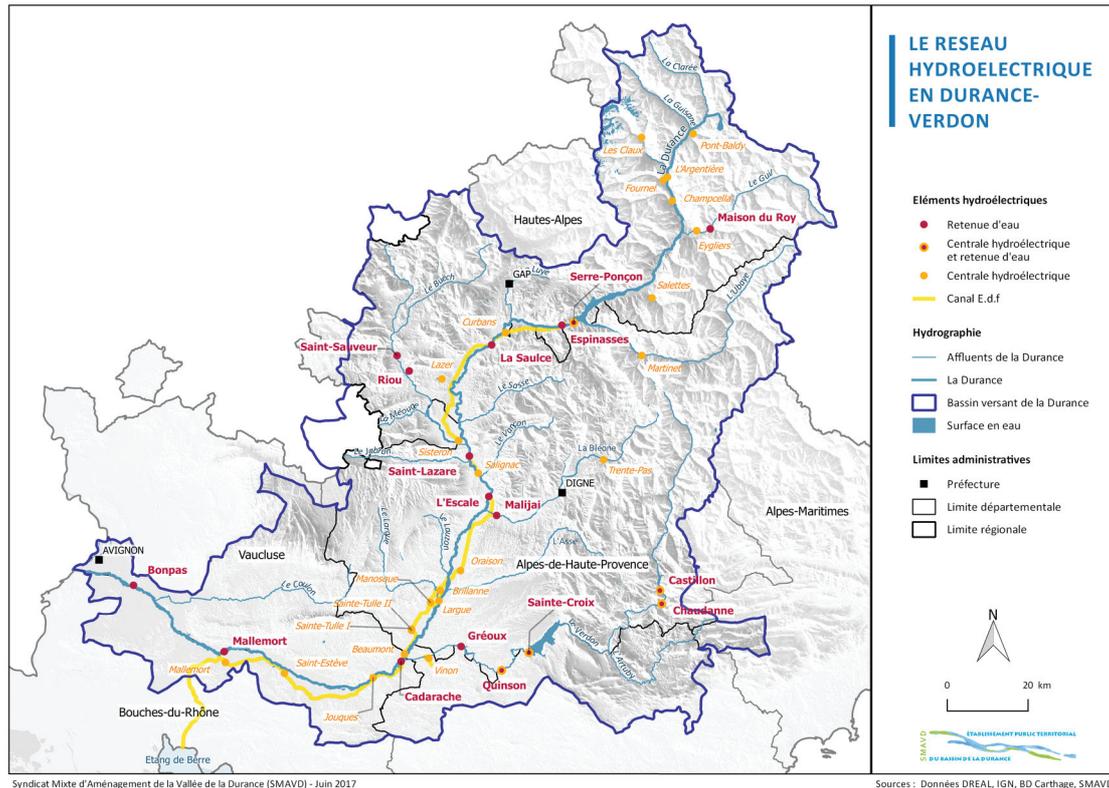
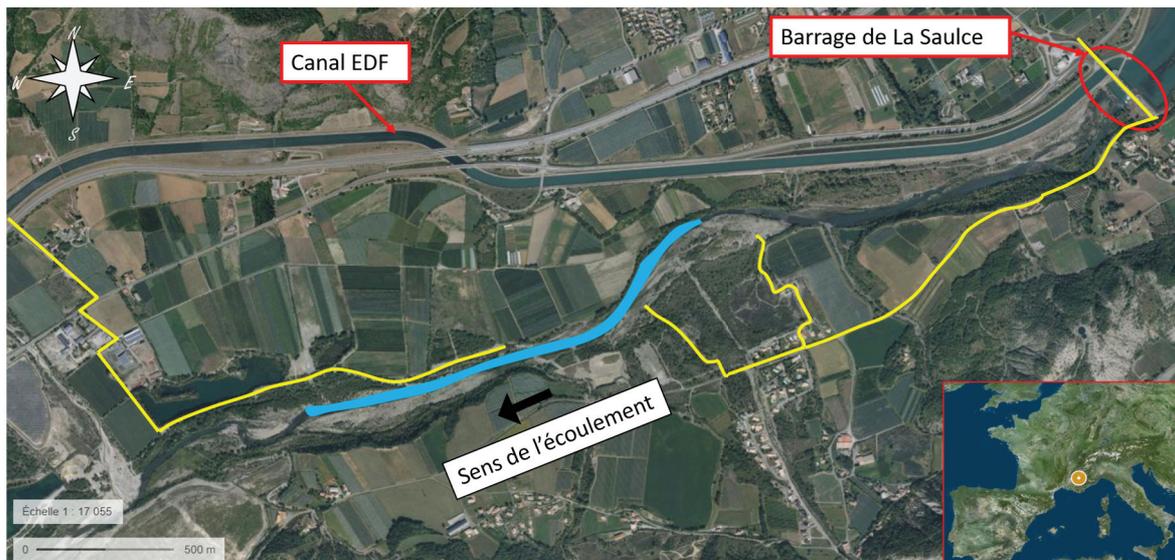


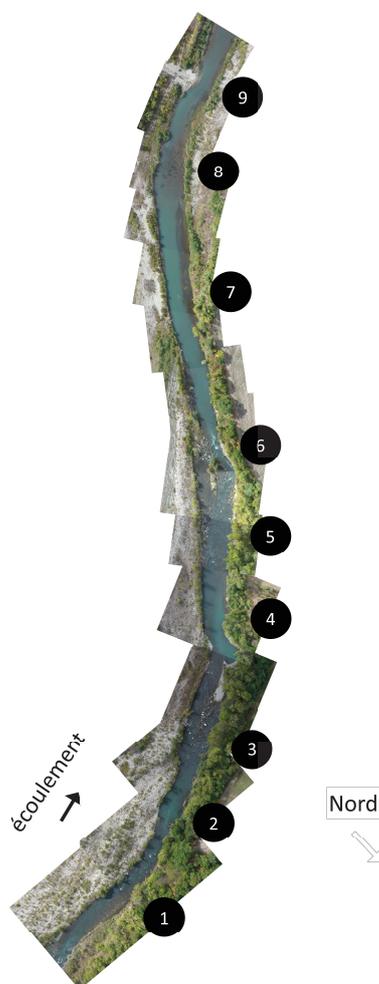
FIGURE 3.3

FIGURE 3.4 – Représentation cartographique du bassin versant de la Durance et du réseau hydroélectrique (source SMAVD). Le rond rouge situe la zone d'étude choisie dans le bassin versant.

D'un point de vue pratique, la largeur au miroir moyenne (d'une rive à l'autre) de la Durance à La Saulce est relativement petite, valant environ 21 m, et la profondeur moyenne de l'écoulement à l'étiage est d'environ 60 cm. Ceci présente l'avantage de permettre aux opérateurs de traverser le cours d'eau à pied avec du matériel de mesure sans trop de difficulté. Par ailleurs, la zone choisie est située environ 1.5 km à l'aval du barrage de La Saulce, et est facilement accessible en camion grâce à des chemins suivant la rive gauche dans la partie amont, et rive droite dans la partie aval (cf. figure 3.5a).



(a)



(b)

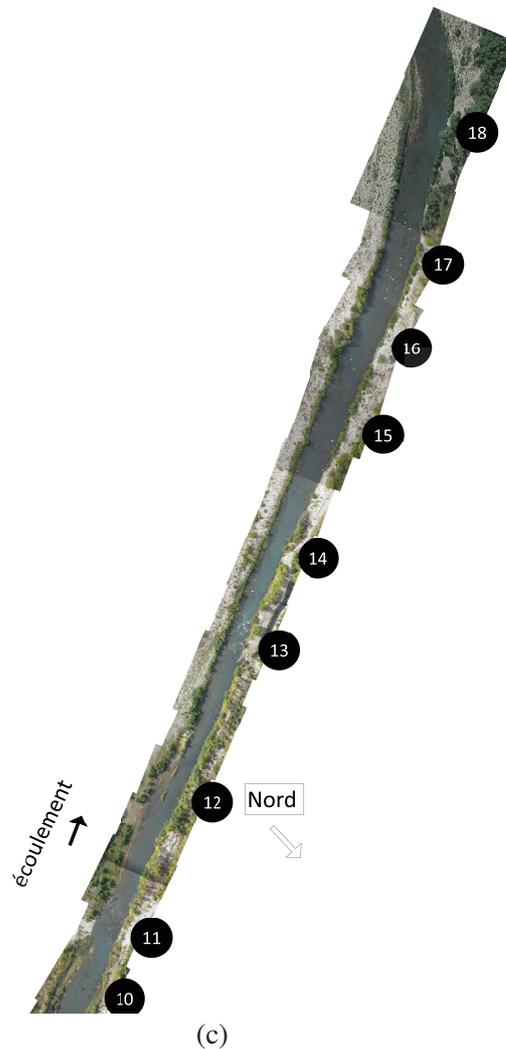
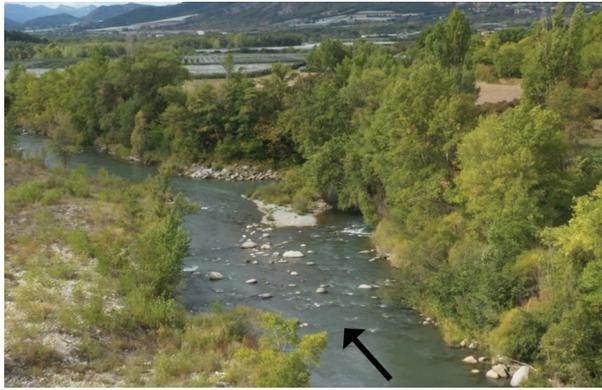


FIGURE 3.5 – Représentation du site choisi à La Sauce : (a) Zone d'étude globale, (b) Partie amont du site comprenant les zones 1 à 8, (c) Partie aval du site comprenant les zones 8 à 15. Sur la figure 3.5a, la zone bleue correspond aux sites d'étude global choisi pour les expériences de traçage, les traits jaunes correspondent aux routes d'accès à la rivière. Sur les figures 3.5b et 3.5c, les numéros correspondent aux différents faciès définis visuellement.

La zone d'étude choisie (cf. figure 3.5a) s'étend sur environ 2 km du cours d'eau, et contient une multitude de faciès différents tels que des radiers et des mouilles, des plats lenticulaires ou courants (zones à l'amont de radiers ou de chutes, cf. Malavoi & Souchon, 2002), et des méandres, ainsi que des variations de rugosité avec des zones sableuses, avec des graviers ou galets, des blocs et des blocs émergents. Les figures 3.5b et 3.5c représentent un collage d'images aériennes de la zone d'étude, prise par un drone, où l'on peut voir la succession de différents faciès. Des numéros ont été attribués aux morphologies appréciables à l'oeil.

Les zones 3, 5, et 10 font référence à des radiers à forte pente avec un fond constitué de galets, et de blocs (dont 3 et 5 contiennent en plus un méandre, cf. figure 3.6a et 3.6b), tandis

que les zones 8, 12 et 14 sont des radiers à plus faible pente et blocs émergents. Par ailleurs, la zone 1 correspond à un rapide étroit et à forte pente. Ces sept zones sont suivies d'une mouille à forte profondeur et fond sableux, i.e. zone 2, 4, 6, 11, et 13, cf. figures 3.6c, 3.6d, 3.6e, ou bien des mouilles à fond de pierres fines, i.e. zone 7, 9 et 15. La zone 7 forme une chicane, cf. figure 3.6h.



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)

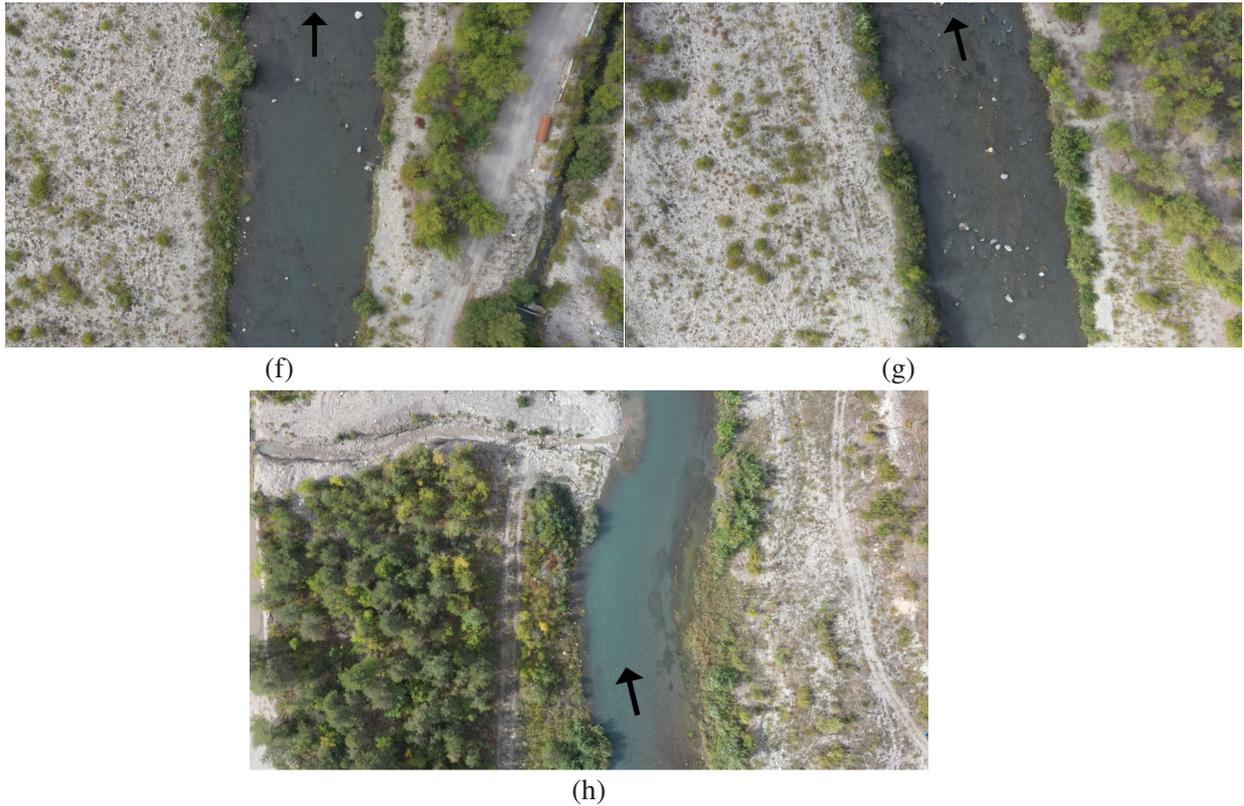


FIGURE 3.6 – Différents faciès caractéristiques du site étudié : (a) Radier de la zone 3, (b) Radier de la zone 5, (c) Mouille de la zone 4, (d) Mouille de la zone 6, (e) Mouille de la zone 11 à l’aval du radier de la zone 10, (f) Radier avec blocs émergents à la zone 12, (g) Radier avec blocs émergents à la zone 14, et (h) Chicane à la zone 7

### 3 Approche méthodologique pour les expériences en rivière

#### 3.1 Déploiement des mesures sur le terrain

Pour caractériser le coefficient de mélange transverse, il faut réaliser des expériences de traçage. Celles-ci consistent à injecter un traceur localement sur une section amont et à mesurer des profils transverses de concentration à l’aide de sondes préalablement positionnées sur une ou plusieurs sections transverses à l’aval de l’injection. Par l’ajustement du modèle de mélange 1D à partir des profils transverses de concentration ou dosage mesurés, on peut déterminer un facteur de diffusion  $B$  (cf. Eq. (2.48)), puis le coefficient de mélange transverse  $E_y$  (cf. Eq. (2.37)) représentatif du mélange. Ce protocole nécessite de placer des sondes à des positions connues en débit cumulé au sein d’une ou plusieurs sections de mesure de concentration, et de caractériser l’écoulement moyen sur la zone d’étude comprise entre l’injection et la section la plus aval. La méthodologie expérimentale employée lors des expériences dans la Durance est synthétisée ici, et détaillée à l’aide d’un exemple au niveau des zones 11, 12, 13, cf. figure 3.5c.

Pour étudier le mélange transverse dans un cours d’eau à l’aide d’expériences de traçage, il faut d’abord choisir une section d’injection, ainsi qu’une ou plusieurs sections de mesure de concentration à l’aval. Le choix de la position des sections de mesure de concentration dépend

du choix de segmentation de la rivière. Dans l'exemple de la figure 3.7, l'injection est positionnée à  $x_0$ , et les mesures de concentration s'effectuent sur deux sections à l'aval : à  $x_2$  et à  $x_4$ , cf. figure 3.7. Trois tronçons sont alors délimités : entre l'injection et la section amont ( $x_0 - x_2$ ), entre l'injection et la section aval ( $x_0 - x_4$ ), et entre la section amont et la section aval ( $x_2 - x_4$ ).

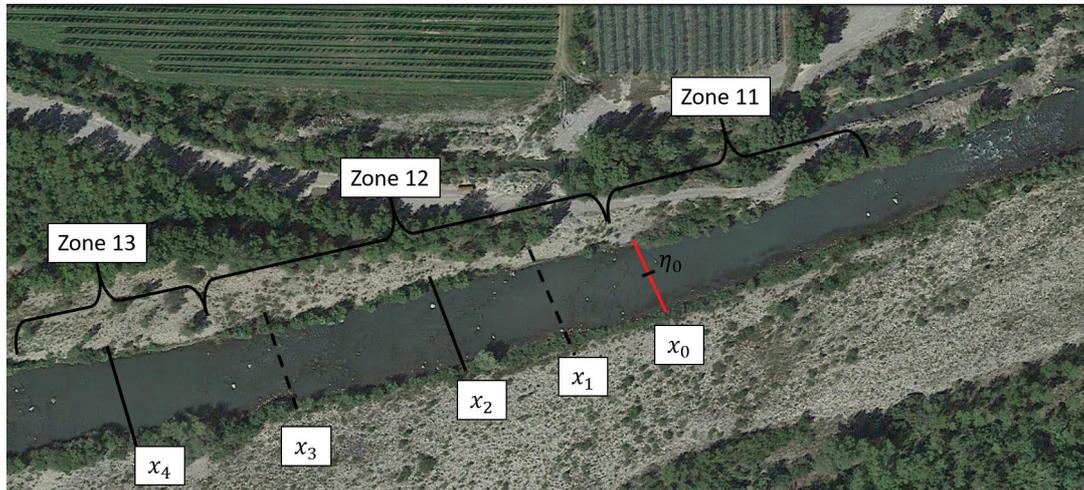


FIGURE 3.7 – Représentation de la zone d'étude pour la mise en pratique du protocole expérimental. La section d'injection est positionnée à  $x_0$ , et deux sections de mesure de concentration sont positionnées à  $x_2$  et  $x_4$ . Les sections à  $x_1$  et  $x_3$  représentent des sections de mesures hydrauliques uniquement.

Comme les sondes doivent être placées à des positions connues en débit cumulé, il faut caractériser les profils de profondeur d'eau  $h(\eta)$  et de vitesse longitudinale  $\tilde{u}(\eta)$  aux sections de mesure de concentration ( $x_2$  et  $x_4$ ). De même pour placer le point d'injection, il faut caractériser ces profils à la section d'injection ( $x_0$ ). Pour compléter la caractérisation hydraulique de l'écoulement de la zone étudiée, des sections intermédiaires de mesures hydrauliques sont définies lorsque l'état de la rivière le permet. On nomme  $N_t$  le nombre de sections intermédiaires disponibles pour chaque tronçon. Ici, deux sections de mesures hydrauliques (mesure de  $h(\eta)$  et  $\tilde{u}(\eta)$ ) sont ajoutées aux sections à  $x_1$  et  $x_3$  (cf. figure 3.7). On a ainsi  $N_t = 1$  pour les tronçons délimités par  $x_0$  et  $x_2$ , ainsi que  $x_2$  et  $x_4$ , et  $N_t = 3$  pour le tronçon délimité par  $x_0$  et  $x_4$ .

La détermination du coefficient de mélange transverse  $E_y$  dans un tronçon nécessite d'équiper les sections de mesure de concentration avec des sondes préalablement calibrées, et de mesurer des profils transverses de concentration ou de dosage. On a le choix quant à équiper simultanément deux (ou plusieurs) sections successives lorsque suffisamment de sondes sont disponibles, ou une seule section à la fois. Dans ce premier cas, une simple injection de traceur permet de caractériser les trois tronçons d'un coup ( $x_0 - x_2$ ,  $x_0 - x_4$ , et  $x_2 - x_4$ ). Dans le second cas, une injection par section de mesure à caractériser est nécessaire (cf. figure 3.8). L'évolution au cours du temps de la concentration mesurée par chaque sonde va donc partir d'une valeur nulle, augmenter lorsque le nuage de traceur passe au niveau de la section de mesure de concentration, et progressivement redescendre au niveau de base d'avant injection (cf. figure 3.9). Dès lors, on arrête l'enregistrement des sondes, et on les déplace vers l'aval.

L'injection de traceur peut s'effectuer de façon continue, ou instantanée. Pour des raisons pratiques, il est plus simple d'injecter de manière instantanée. Cela a l'avantage d'être plus économe en temps et en quantité de traceur rejetée dans l'environnement. Dans notre exemple, l'enregistrement des sondes est lancé, et une masse connue de traceur est injectée quasi-instantanément à  $x = x_0$  et au centre de l'écoulement. Malgré les précautions prises par l'opérateur en charge de l'injection (cf. figure 3.8), celle-ci n'a pas forcément lieu exactement à  $\eta_0 = 0.5$ . De plus, elle n'est pas réellement ponctuelle. On peut estimer la largeur de la tache initiale dans l'écoulement d'après la figure 3.8, et on trouve qu'elle vaut environ 60 cm de large. La largeur en débit cumulé va dépendre de la section d'injection, et peut varier de  $\delta_\eta = 0.02$  jusqu'à  $\delta_\eta = 0.07$ . Il convient alors de considérer un profil de dosage à l'injection représenté par une fonction porte  $\Pi$ , de largeur  $\delta_\eta$  et de hauteur  $1/\delta_\eta$ , qui s'écrit :

$$\tilde{\Theta}(x_0, \eta) = \frac{1}{\delta_\eta} \Pi\left(\frac{\eta - \eta_0}{\delta_\eta}\right) \quad (3.1)$$



FIGURE 3.8 – Injection d'une quantité connue de Rhodamine WT par un opérateur dans l'écoulement. La flèche noire indique le sens de l'écoulement.  $\delta_\eta$  représente la largeur en débit cumulé de la tache du traceur à l'injection.

Enfin, pour quantifier la variation longitudinale de l'élévation de la surface libre, on mesure la positions GPS et l'élévation de la surface libre  $z_s$  à chaque section. L'analyse des données récupérées lors des expériences de traçage s'effectue avec le logiciel MATLAB. On commence par calculer les grandeurs hydrauliques moyennées transversalement à chaque section transverse  $H$ ,  $U$ , et  $\psi$ , à partir des profils  $h$  et  $\tilde{u}$  mesurés. On détermine par ailleurs la pente de surface libre  $J_s$  entre deux sections consécutives à partir de la mesure de l'élévation de la surface libre  $z_s$ . En couplant cette dernière aux mesures hydrauliques, on obtient la ligne de charge  $z_f(x) = z_s(x) + U(x)^2/(2g)$ , ainsi que la pente de charge  $J_f$ . On détermine alors la vitesse de frottement  $U_* = \sqrt{gHJ_f}$ , le coefficient de frottement  $\lambda = 8(U_*/U)^2$ , et le coefficient de non-

uniformité  $\beta = -J_s/J_f$ . Puis, on calcule les grandeurs moyennes par tronçon  $H_m$ ,  $U_m$ ,  $W_m$  et  $\psi_m$  (ainsi que  $\beta_m$ ,  $\lambda_m$  et  $U_{*m}$ ) au sein de chaque tronçon. Sur l'exemple ci-dessus, la vitesse moyenne  $U_m$  du tronçon entre  $x_0$  et  $x_2$  est calculée par :

$$U_{m0,2} = \frac{1}{x_2 - x_0} \sum_{n=0}^{N_t} \frac{U(x_n) + U(x_{n+1})}{2} (x_{n+1} - x_n) \quad (3.2)$$

ou  $U(x_n)$  la vitesse moyenne à la section  $x = x_n$ . La somme va de 0 à 1 car une seule section intermédiaire à  $x_1$  est considérée ici ( $N_t = 1$ ). Ainsi, s'il y a  $N_t$  sections intermédiaires, il y aura  $N_t + 2$  valeurs de  $U$ , et la somme ira de  $n = 0$  à  $n = N_t$ .

### 3.2 Traitement des résultats de traçage

Les enregistrements effectués par les sondes, pour chaque section et injection, sont des signaux temporels de tension. Ces signaux sont transformés en profils temporels de concentration en utilisant les courbes de calibration des sondes correspondantes. Puis, en intégrant temporellement les profils de concentration, et en utilisant les positions des sondes, on peut construire les profils transverses de dosage. Enfin, ces profils sont adimensionnés par le dosage moyen  $\tilde{\theta}_m = m/Q$ , avec  $m$  (kg) la masse de traceur injectée et  $Q$  le débit total du cours d'eau, pour obtenir les profils transverses de dosage adimensionné  $\tilde{\Theta}$  correspondant, cf. figure 3.9.

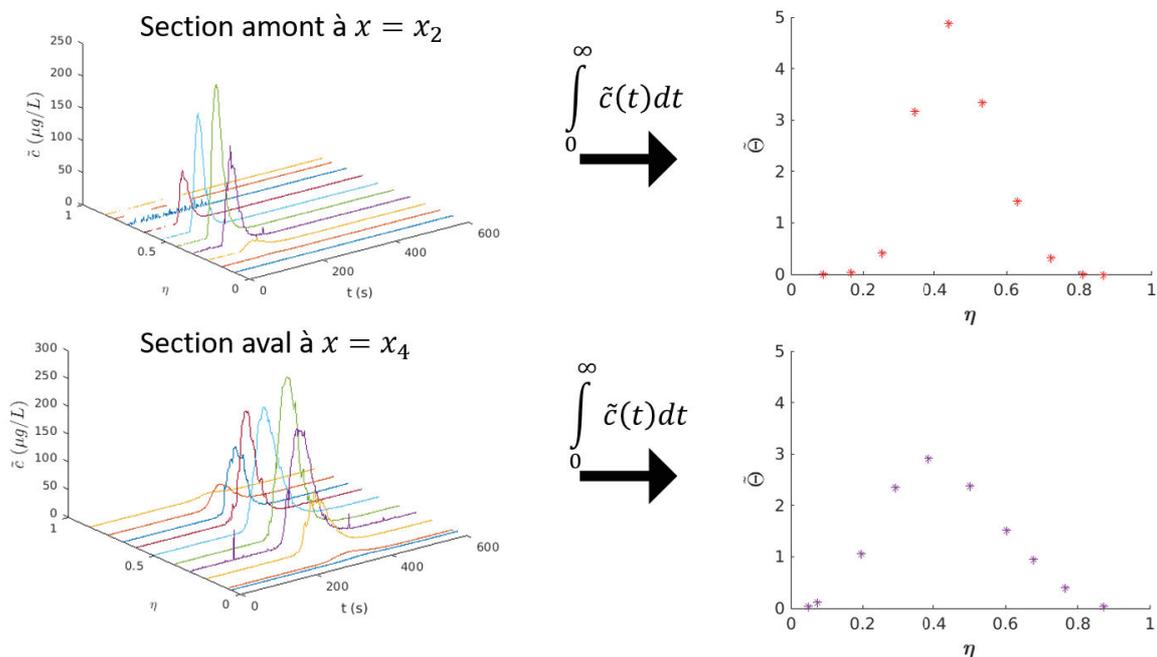


FIGURE 3.9 – Exemples de profils transverses de concentration mesurés à la section amont et aval (à gauche), et les profils transverses de dosage correspondants (à droite)

À partir de ces profils transverses de dosage  $\tilde{\Theta}(\eta)$ , on applique le modèle 1D d'abord entre l'injection ( $x_0$ ) et la section amont à  $x_2$ , puis entre l'injection et la section aval à  $x_4$ . Comme le point d'injection n'est pas précisément défini, ce paramètre, en plus du facteur de diffusion  $B$ ,

est laissé libre dans l'ajustement du modèle. Ainsi, un couple de valeurs  $(B, \eta_0)$  est déterminé. Les profils théoriques prédits aux deux sections de mesure de concentration avec le modèle (cf. Eq. (2.48)) sont calculés entre  $\eta = 0$  à  $\eta = 1$  avec un pas transverse  $d\eta = 0.01$ , soit un total de 101 points de calcul. L'intégration dans l'Eq. 2.48 est donc une somme discrète sur ces 101 points. Les valeurs du facteur de diffusion  $B$  testées vont de 0.0001 à 0.05  $\text{m}^5/\text{s}^2$ , avec un pas de  $dB = 0.0001 \text{ m}^5/\text{s}^2$ , soit 500 valeurs. Les valeurs testées du point d'injection  $\eta_0$  correspondent aux 101 points du vecteur transverse utilisé pour calculer les profils ajustés de dosage.

Après avoir testé tous les couples de valeurs de facteur de diffusion  $B$  et de position d'injection  $\eta_0$ , on calcule les écarts au carré  $\Delta$  (cf. Eq. 2.49) entre les profils théoriques de dosage calculés  $\tilde{\Theta}(\eta)$  d'après le modèle de mélange 1D (cf. Eq. (2.48)) et le profil de dosage mesuré expérimentalement en  $x_2$  ou en  $x_4$ . Avec la méthode des moindres carrés, on peut montrer qu'il y a un unique couple  $(B, \eta_0)$  minimisant cet écart, cf. figure 3.10, que l'on considère comme le couple de valeurs le plus probable. On obtient ainsi  $(B_{0,2}, \eta_{0,2})$  pour le tronçon entre  $x_0$  et  $x_2$ , et  $(B_{0,4}, \eta_{0,4})$  pour le tronçon entre  $x_0$  et  $x_4$ , et donc les valeurs du coefficient de mélange transverse  $E_{y0,2}$  et  $E_{y0,4}$  (cf. Eq (2.37)).

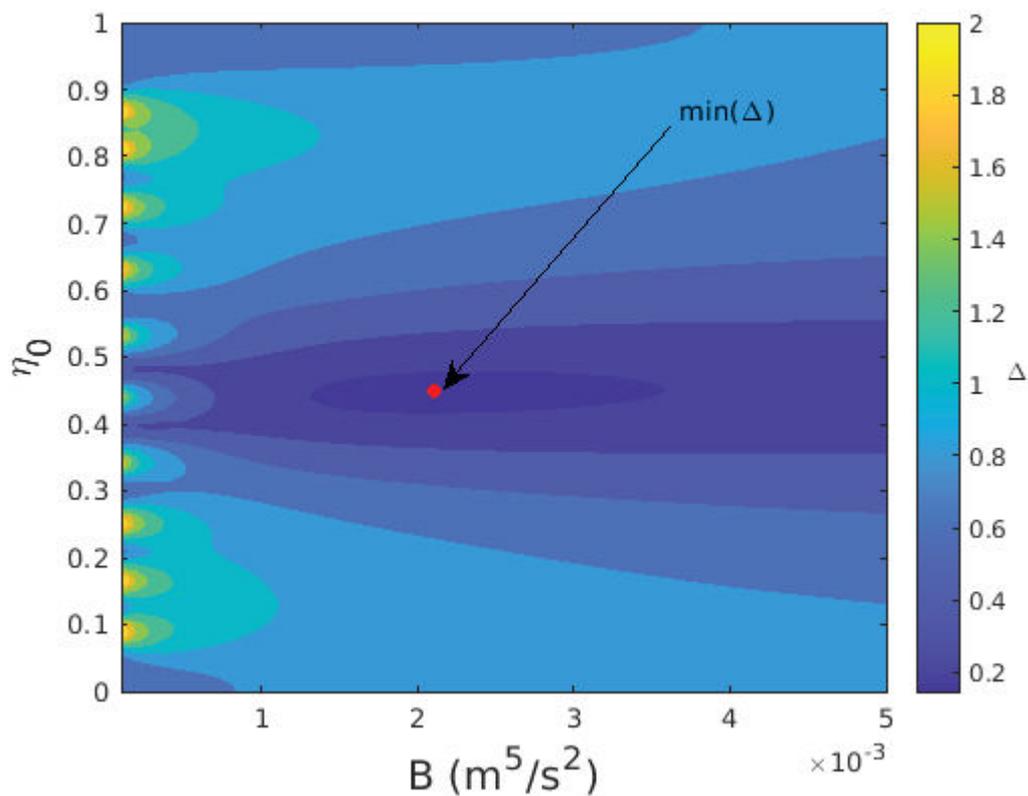


FIGURE 3.10 – Représentation de l'écart de dosage  $\tilde{\Theta}$  au carré entre les profils théoriques calculés par le modèle 1D et le profil mesuré à la section amont à  $x_2$ , en testant les 101 positions d'injection et les 500 valeurs du facteur de diffusion (représenté ici de 0.0001 à 0.005  $\text{m}^5/\text{s}^2$ ). Le minimum de l'écart au carré vaut ici  $\Delta = 0.16$ . La valeur de  $\eta_0$  ainsi trouvée vaut 0.45, soit proche de la position prédéfinie  $\eta_0 = 0.5$ , et la valeur du facteur de diffusion vaut  $B = 0.0022 \text{ m}^5/\text{s}^2$ .

Dans le cas où deux injections à la même position (même section et position transverse) sont utilisées pour caractériser les deux sections de mesure de concentration, tel que considéré dans cet exemple, les positions d'injections déterminées en ajustant le modèle 1D aux profils mesurés aux sections à  $x = x_2$  et à  $x = x_4$ , i.e.  $\eta_{00,2}$  et  $\eta_{00,4}$ , peuvent différer légèrement. Ceci est dû à une reproductibilité imparfaite de l'injection par l'opérateur dans l'écoulement. Ainsi, pour déterminer le facteur de diffusion du tronçon délimité par  $x_2$  et  $x_4$ , le profil théorique à la section amont ( $x_2$ ) est d'abord recalculé à l'aide de l'Eq. (2.48) à partir du point d'injection  $\eta_{00,4}$  et en utilisant la valeur  $E_{y_{0,2}}$ . Néanmoins, lorsque deux sections de mesure de concentration sont simultanément équipées de sondes, et mesurent la concentration à l'aide d'une même injection, le point d'injection est censé être identique, i.e.  $\eta_{00,4} = \eta_{00,2}$ .

En appliquant l'Eq. (2.48) à partir du profil amont ajusté à  $x_2$ , le profil théorique du modèle 1D est calculé à  $x = x_4$  pour chaque valeur de  $B$  à tester, cf. figure 3.11b, ainsi que les écarts de dosage au carré. La valeur la plus probable du facteur de diffusion  $B_{2,4}$ , et donc du coefficient de mélange transverse  $E_{y_{2,4}}$ , est finalement obtenue en minimisant l'écart entre la mesure et le calcul par la méthode des moindres carrés.

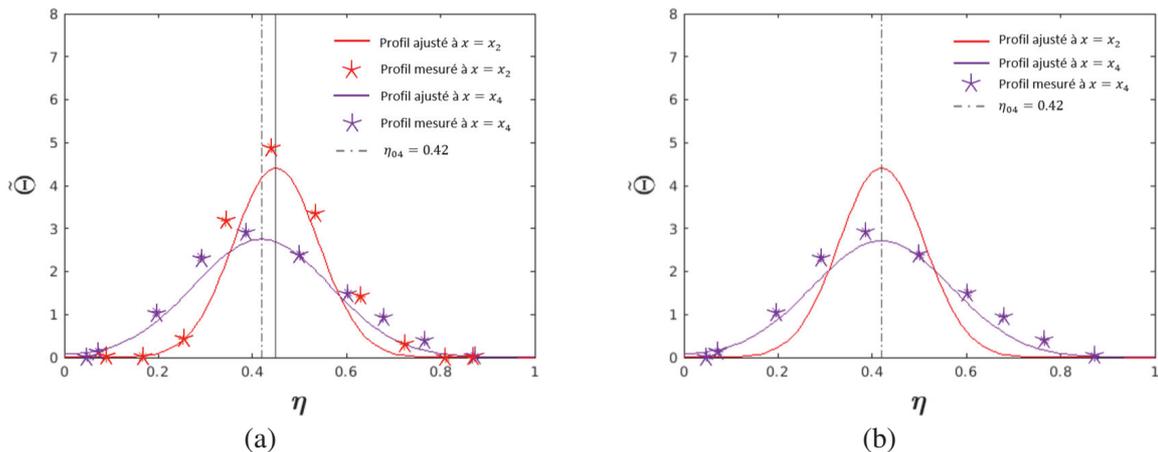


FIGURE 3.11 – Application du modèle 1D de mélange : (a) depuis l'injection à  $x_0$  jusqu'aux sections à  $x_2$  et  $x_4$ , (b) depuis la section à  $x_2$  jusqu'à la section à  $x_4$ . Les courbes en traits continus représentent les profils théoriques calculés par le modèle 1D avec le couple  $(B, \eta_0)$  le plus probable.

### 3.3 Synthèse de l'approche expérimentale de terrain

La méthodologie globale utilisée dans cette thèse peut-être représentée dans la figure 3.12. L'étape I correspond au choix d'une zone d'étude et de sa segmentation, ainsi que la caractérisation hydraulique en vue de déterminer les grandeurs hydrauliques moyennes par tronçon avec l'Eq. (3.2). L'étape II consiste à injecter instantanément et ponctuellement de la Rhodamine WT à la section d'injection à l'amont ( $x = x_0$ ) et à mesurer des profils de concentration en fonction du temps suivant les deux sections transverses à l'aval ( $x = x_2$  et  $x = x_4$ ) avec des sondes de fluorimétrie. L'étape III consiste à calculer les profils transverses de dosage à partir des profils de concentration temporelle en intégrant sur toute la durée de l'expérience. L'étape IV consiste à ajuster le modèle de mélange 1D sur les profils de dosage mesurés depuis l'injection quasi-ponctuelle, pour déterminer la valeur du coefficient de mélange transverse représentative du

tronçon entre  $x_0$  et  $x_1$ , et celle du tronçon entre  $x_0$  et  $x_4$ . Enfin, l'étape IV consiste à ajuster le modèle de mélange 1D sur le profil de dosage aval mesuré à  $x_4$ , à partir du profil ajusté à  $x_2$ .

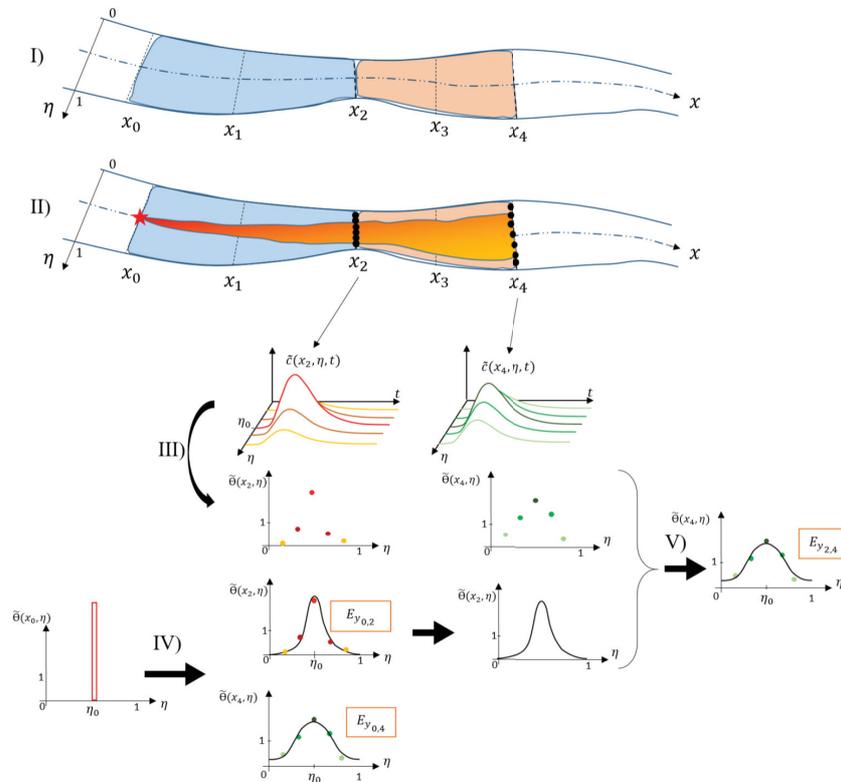


FIGURE 3.12 – Bilan méthodologique pour déterminer les valeurs du coefficient de mélange sur une zone d'étude. Voir le text pour la définition des 4 étapes.

## 4 Matériels de mesure en rivière

La détermination du coefficient de mélange transverse adimensionné  $E_y/H_m U_{*m}$  au sein d'un tronçon d'un cours d'eau implique d'effectuer des expériences de traçage couplées à des mesures hydrauliques. Il faut donc : injecter un traceur sur une section amont prédéfinie, et en mesurer les profils de concentration moyenne sur la verticale  $\tilde{c}(\eta)$  (pour injection continue) ou de dosage moyen sur la verticale  $\tilde{\Theta}(\eta)$  (pour une injection instantanée) sur une ou plusieurs sections transverses à l'aval à l'aide de sondes.

Par ailleurs, l'application du modèle 1D de mélange (cf. section 3.1) requiert la connaissance des conditions hydrauliques moyennes de l'écoulement sur le tronçon étudié. Cela implique de : (1) mesurer sur plusieurs sections transverses (dont celles de mesures de concentration) les profils transverses de profondeur d'eau  $h(y)$ , de vitesse longitudinale moyennée sur la verticale  $\tilde{u}(y)$ , et de l'élévation de la surface libre  $z_s$ ; puis (2) déterminer pour chaque section la profondeur moyenne  $H$ , la vitesse débitante  $U$ , la largeur  $W$ , et le facteur de forme  $\psi$ ; et enfin (3), déterminer sur chaque tronçon la profondeur moyenne  $H_m$ , la vitesse débitante moyenne  $U_m$ , la largeur moyenne  $W_m$ , le facteur de forme moyen  $\psi_m$  et la vitesse de frottement moyenne

$U_{*m}$  (avec coefficient de frottement  $\lambda_m$  et coefficient de non-uniformité  $\beta_m$ ), en pondérant les valeurs moyennes à chaque section comprises au sein de chaque tronçon par la distance entre les sections (cf. Eq. 3.2).

Différents instruments de mesures sont utilisables pour effectuer les mesures hydrauliques. En raison de la disponibilité du matériel et du personnel formés à son utilisation, nous avons choisi d'utiliser un ADCP, ainsi qu'une perche transparente à charge dynamique, dont le principe de fonctionnement et le déploiement sont décrits dans la partie ci-dessous. Enfin, les mesures de concentration vont dépendre du traceur choisi, et sont aussi décrites plus bas.

## 4.1 Mesure de profils de vitesse et de profondeur d'eau avec l'ADCP

### 4.1.1 Description et principe

Un courantomètre acoustique à effet Doppler, ou ADCP (Acoustic Doppler Current Profiler), est un appareil composé d'une part, d'une sonde avec un ou plusieurs transducteurs piézoélectriques servant à transmettre et réceptionner des signaux acoustiques (cf. figure 3.13a), et d'autre part d'un système électronique permettant la génération et l'acquisitions des signaux (cf. figure 3.14b). L'instrument est ici placé à la surface du cours d'eau, et les faisceaux sont envoyés en direction du fond du cours d'eau. Ces faisceaux acoustiques sont rétrodiffusés par des particules en suspension dans l'écoulement. Le temps de trajet entre l'instant d'émission et de réception permet de déterminer la distance entre le transducteur et les particules (la position verticale). La vitesse des particules relative à l'ADCP dans le volume de mesure (i.e. "ensemble", les pixels de couleurs dans la figure 3.15b) est proportionnelle à la fréquence d'émission et au décalage de fréquence entre le signal émis et rétrodiffusé (effet Doppler). Cette méthode suppose que la vitesse des particules est identique à la vitesse de l'écoulement les transportant. La vitesse dans chaque ensemble est alors obtenue en moyennant la vitesse mesurée par chaque faisceau, et le champ de vitesse au droit de l'instrument peut être reconstitué (cf. Le Coz et al., 2008). Les faisceaux sont par ailleurs réfléchis par le fond de la rivière. La profondeur d'eau est alors la moyenne des profondeurs mesurées par chaque faisceau. La mesure ADCP n'effectue donc pas une mesure ponctuelle.

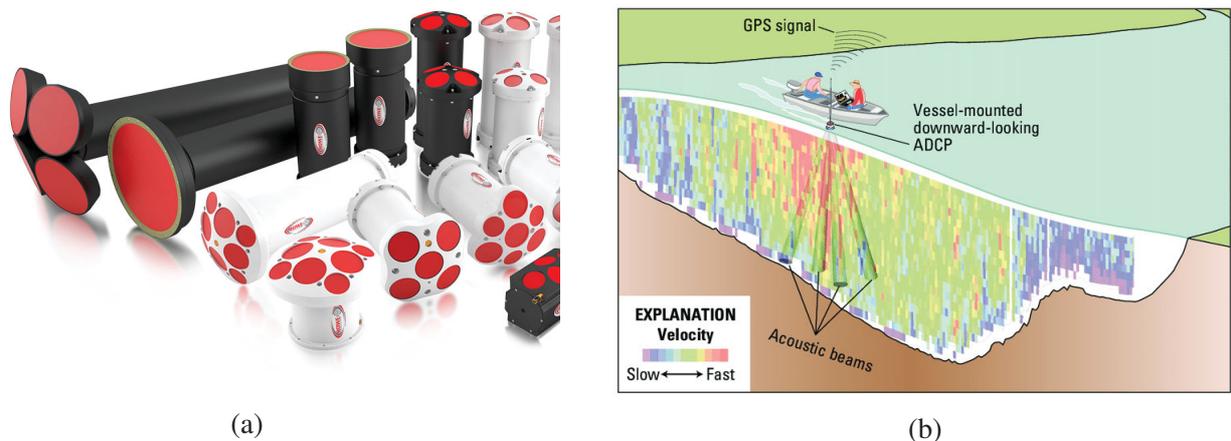


FIGURE 3.13 – ADCP : (a) différents types de transducteurs (source : <http://www.rowetechinc.com>), (b) principe de mesure ADCP depuis une embarcation, tiré de Mueller et al. (2013)

Dans le cas d'une rivière à profondeur d'eau relativement faible telle que la Durance, la sonde choisie est le Streampro (RD Instruments Teledyne Marine). Cette sonde est constituée de quatre transducteurs émettant des faisceaux acoustiques à une fréquence de 2.4 MHz, et orientés à 20° par rapport à la verticale (cf. figure 3.13b). Dans les conditions idéales, la profondeur maximale détectable par le Streampro est de 7 m, et les mesures de vitesse présente une précision de  $\pm 0.2$  cm/s, à partir de 20 cm sous la surface jusqu'à 20 cm au dessus du fond (cf. figure 3.15b). En plus de ces mesures hydrauliques, l'ADCP peut être équipé d'un compas magnétique et d'un GPS, ce qui permet de géolocaliser les données mesurées.



FIGURE 3.14 – ADCP employé dans nos expériences : (a) Sonde Streampro (source : <http://www.teledynemarine.com/streampro>), (b) ADCP embarqué sur une planche flottante

#### 4.1.2 Déploiement

Dans le but de caractériser une section transverse d'un cours d'eau avec un ADCP, celui-ci est généralement embarqué sur : un bateau, un kayak, une planche flottante motorisée, ou sur une planche maintenue directement à la main ou à l'aide d'une gaffe (cf. figure 3.14b), et affleurant la surface libre. L'instrument parcourt alors toute la section transverse de la rivière d'une berge à l'autre afin de scanner le champ de vitesse  $u(y,z)$ . La Durance, au niveau de la zone choisie, est relativement peu profonde avec une largeur faible. Nous avons choisi d'embarquer l'ADCP sur une planche flottante non-motorisée dans une première expérience (donc tenue à la main ou gaffe, cf. figure 3.15a), puis motorisée dans une seconde, ce qui permet d'effectuer les mesures plus efficacement.

Les contraintes sur la mesure de vitesse impliquent que les sections choisies doivent être (i) : suffisamment profondes ( $h > 40$  cm du fait des deux zones aveugles d'épaisseur 20 cm, cf. figure 3.15b) pour obtenir une mesure de vitesse précise ; mais (ii) dans le cas non-motorisé : suffisamment peu profondes pour qu'un opérateur puisse déplacer à pied l'appareil embarqué sur la planche. Deux opérateurs sont nécessaires pour effectuer la mesure : un opérateur lance l'acquisition depuis un ordinateur en berge, et l'autre déplace lentement la planche en conservant le mieux possible son orientation face au courant (cf. figure 3.15a). L'opérateur vérifie visuellement qu'il ne perturbe pas (trop) l'écoulement sous le capteur. Les données sont directement transmises à l'ordinateur en berge grâce au logiciel WinRiver II (<https://hydroacoustics.usgs.gov>), dont un exemple d'acquisition est montré dans la figure 3.15b. Cette acquisition

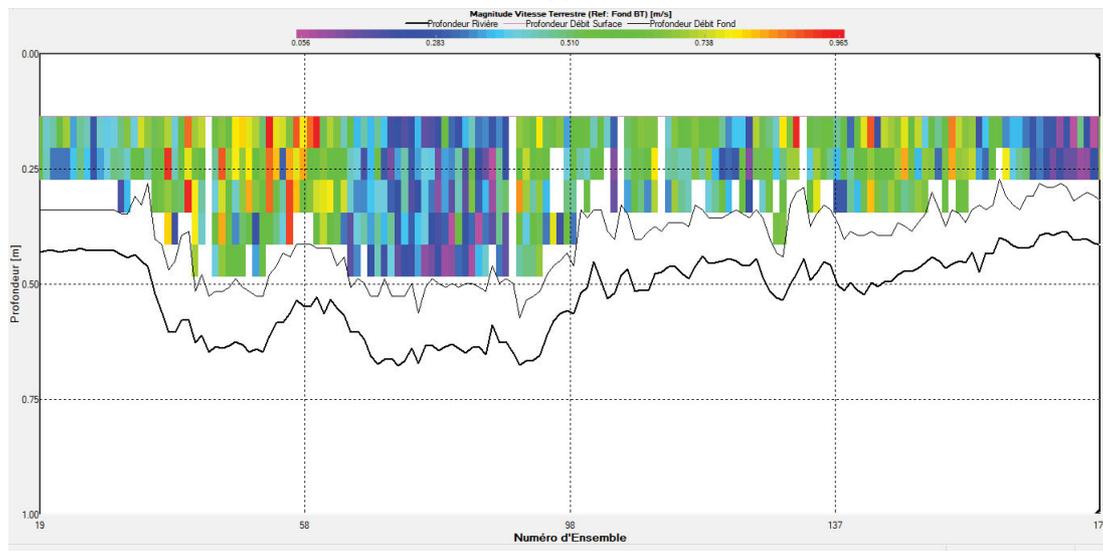
---

représente une section de mesure, avec en ordonnée la distance à la surface et en abscisse le numéro d'ensemble. Le fond du cours d'eau est représenté en ligne noire épaisse, et la vitesse longitudinale dans chaque ensemble est représentée en couleur. Une bonne mesure comprendra beaucoup d'ensembles.

Des zones aveugles (sans information de vitesse) existent près de la surface et du fond, cf. zones blanches dans la figure 3.15b. Pour estimer les vitesses dans ces zones, le logiciel WinRiver II utilise au choix une loi logarithmique ou une loi puissance, extrapolée à partir des vitesses mesurées dans les ensembles à proximité des zones aveugles (Dramais, 2011). De plus, puisque qu'une mesure ADCP ne démarre et ne s'arrête pas exactement aux berges, le débit passant entre la rive et le premier (ou dernier) ensemble le plus proche des berges est extrapolé (à cause de la trop faible profondeur d'eau locale) à partir de la distance à la berge, la profondeur moyenne et vitesse moyenne des ensembles mesurés aux extrémités. Ce débit de rive est pondéré par un coefficient de forme de berge : triangulaire (0.35) et rectangulaire (0.91). La largeur du cours d'eau sera déterminée par la distance parcourue par l'ADCP, et par la distance aux berges des premier et dernier points estimée par l'opérateur.



(a)



(b)

FIGURE 3.15 – Exemple d’utilisation de l’ADCP : (a) déploiement de l’ADCP embarqué sur une planche flottante, (b) exemple de mesure ADCP sur WinRiver II représentant la profondeur d’eau en fonction du numéro d’ensemble (en trait continu épais). Les couleurs représentent les mesures de vitesse. Les zones blanches représentent les zones non mesuré par l’ADCP (absence de mesure ou bien mesures invalidés/perdues).

### 4.1.3 Analyse des données

Un aller simple, voire un aller-retour, sur une section transverse permet de mesurer le profil transverse de profondeur d’eau  $h(y)$  et d’obtenir le champ de vitesse  $u$ .

Lorsque l’ADCP est équipé d’un GPS, les mesures hydrauliques de chaque ensemble sont géoréférencées. On peut exporter les mesures depuis WinRiver II, et utiliser le logiciel VMT (Parsons et al., 2013). Ce logiciel permet d’analyser les données ADCP, et de calculer un champ de vitesse 3D que l’on peut tracer sur une carte GPS, ainsi que le champ de vitesse moyenné sur la verticale  $\tilde{u}$ . Par ailleurs, lorsque plusieurs transversées ont été faites pour caractériser une section, le logiciel VMT peut moyennner les différentes mesures correspondantes, pour ainsi obtenir un profil de vitesse longitudinale moyennée sur la verticale et un profil de profondeur

d'eau, moyens sur plusieurs mesures, cf. figure 3.16a. Le pas de distance transverse peut être choisi manuellement, choisi ici valant  $\delta y = 0.2$  m, ce qui permet d'avoir suffisamment d'information sur la variabilité transverse des profils mesurés et de lisser les possibles incertitudes liées aux mesures et au moyennage de plusieurs mesures.

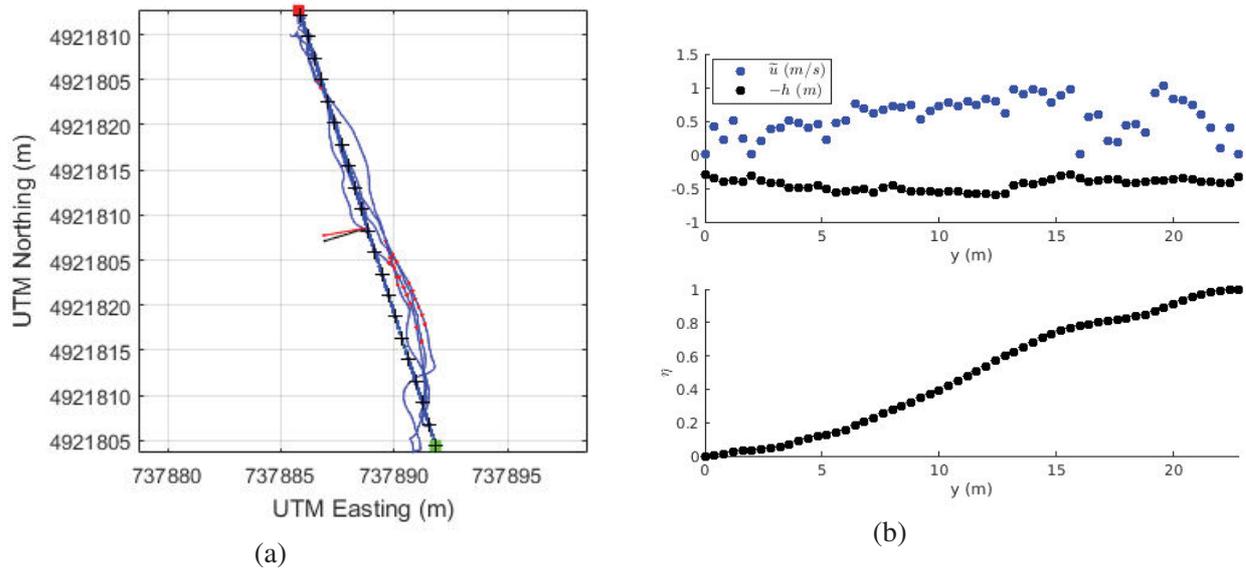


FIGURE 3.16 – Exemple de post-traitement des mesures ADCP dans la Durance : (a) Image de la fenêtre VMT avec quatre sections transverses mesurées et géoréférencées en ligne continue bleue, et la section transverse moyenne représentée par les "+" noirs, (b) Profils de vitesse, profondeur et débit cumulé après traitement par VMT sur un pas transverse de 0.2 m

Lorsque l'ADCP n'est pas équipé d'un GPS, on peut exporter différentes informations directement depuis le logiciel WinRiver II, notamment la distance à la berge de départ des différents ensembles, et la profondeur correspondante ( $h(y)$ ). On choisit aussi d'exporter le débit cumulé depuis la berge de départ à chaque ensemble ( $\eta(y)$ ), ce qui permet de récupérer les débits extrapolés au fond et en surface. Ce débit cumulé est simplement calculé à partir des débits passant aux travers de chaque ensemble sur une colonne d'eau (groupe d'ensemble mesuré sur une même position transverse mais à une profondeur différente). À partir de ces deux profils, on peut recalculer le profil de la vitesse longitudinale moyennée verticalement, sous la forme d'une vitesse moyenne entre deux verticales successives telle que :

$$\tilde{u}(y + \frac{\delta y}{2}) = Q \frac{\eta(y + \delta y) - \eta(y)}{\delta y} \frac{2}{h(y + \delta y) + h(y)} \quad (3.3)$$

avec ici  $\delta y$  l'intervalle de distance entre deux verticales successives. Ce pas transverse n'est pas nécessairement constant pour chaque ensemble mesuré (cf. figure 3.15b). Tous les profils mesurés sont projetés sur un vecteur transverse de débit cumulé commun, avec un pas de  $\delta \eta = 0.01$ .

---

## 4.2 Mesure hydraulique à la perche transparente

### 4.2.1 Description et principe

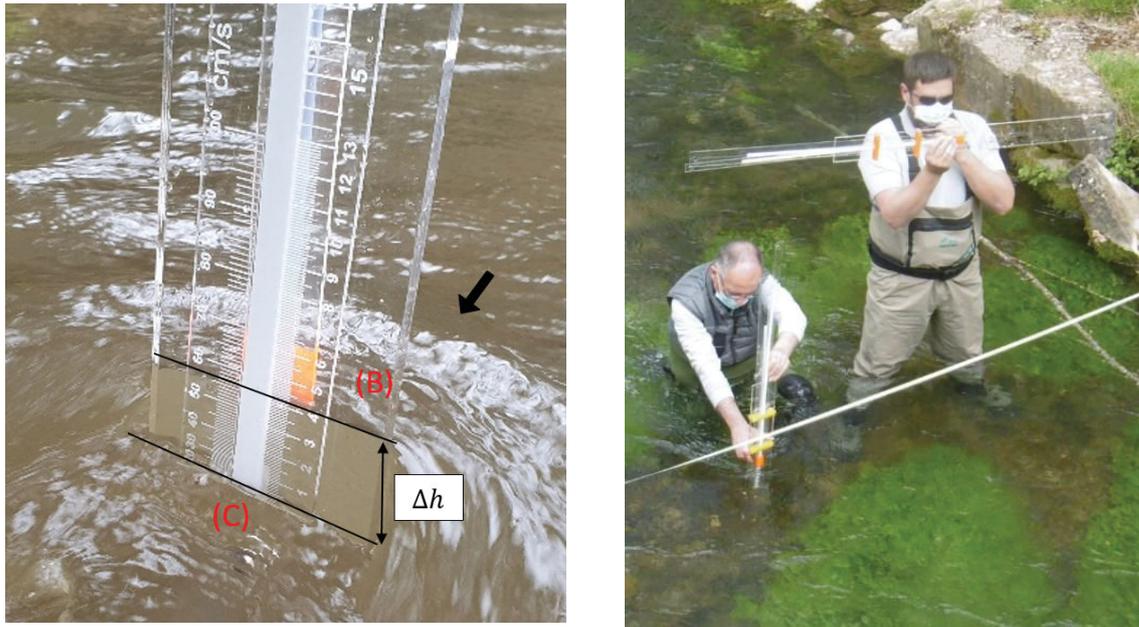
La "perche transparente", ou "perche transparente à charge dynamique", est un outil de mesure à bas coûts permettant d'évaluer simplement le profil transverse de profondeur d'eau et de vitesse moyenne sur la verticale (Pike et al., 2016). Cet outil se compose d'une règle graduée, et de deux règles coulissantes. En plaçant le pied de la perche sur le fond de la rivière et en la positionnant de profil dans l'écoulement, la profondeur d'eau peut être mesurée en notant la hauteur de la surface libre au milieu de la règle fixe. Par ailleurs, en tournant la perche transparente face à l'écoulement, deux phénomènes apparaissent : un bourrelet (sur-élévation du niveau d'eau) s'établit à l'amont de la règle, et un creux (dépression) s'établit à l'aval (cf. figure 3.17a). La différence de hauteur entre ces deux points (i.e. la charge dynamique) notée  $\Delta h$ , peut être reliée à la vitesse moyennée sur la verticale d'après la relation semi-empirique de Pike et al. (2016), validée par Le Coz et al. (2021), et corrigeant celle obtenue par Fonstad et al. (2005) :

$$\tilde{u} = -0.019 + 0.614(2g\Delta h)^2 \quad (3.4)$$

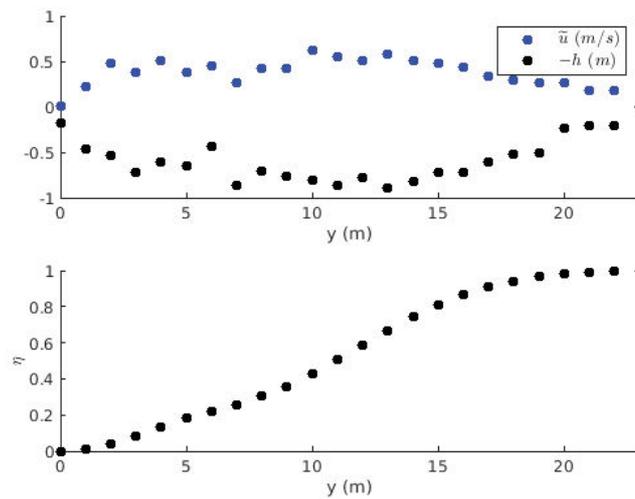
Bien que cette méthode de mesure soit à bas coût, la précision de mesure de vitesse moyennée sur la verticale est comparable à celle obtenue par un ADCP (cf. Le Coz et al., 2021). Et à l'instar de l'ADCP, des contraintes limitent l'utilisation de la perche dans des rivières complexes. D'abord, la principale limitation et source d'incertitude est le manque de sensibilité à basse vitesse ( $\tilde{u} < 20$  cm/s). La seconde limitation est la capacité d'un opérateur à mesurer correctement à la main une fois placé au sein du cours d'eau (calage des réglés, et lecture, cf. figure 3.17b), ce qui peut être compliqué en présence de forts courants. De plus, si la profondeur d'eau est trop importante, la mesure n'est pas possible car la taille de la perche est limitée. D'après Pike et al. (2016), la mesure de charge dynamique est fiable jusqu'à une profondeur de 0.75m. Par ailleurs, lorsque l'écoulement est rapide, des oscillations temporelles du bourrelet amont et du creux aval peuvent apparaître. Il faut alors déterminer à l'oeil une position moyenne de la surface libre qui est donc une source d'incertitudes de mesure forte si l'opérateur n'est pas correctement formé.

### 4.2.2 Déploiement

De même que pour un mesure à l'ADCP, les contraintes liées à la mesure par perche transparente imposent de choisir des sections de mesure pas trop profondes pour permettre à un opérateur d'utiliser la perche dans de bonnes conditions, et des vitesses suffisamment lentes pour limiter les oscillations de l'écoulement à la surface et pour obtenir une mesure optimale. Deux opérateurs sont nécessaires pour caractériser une section : l'un effectuant la mesure dans la rivière, et indiquant les informations au deuxième opérateur en berge. Par ailleurs, un ruban décimètre est tendu d'une berge à l'autre pour positionner les mesures à une distance connue d'une berge, et ainsi mesurer directement la largeur du cours d'eau. La caractérisation d'une section transverse se fait sur un simple aller.



(a) (b)



(c)

FIGURE 3.17 – Principe et utilisation d’une perche transparente : (a) bourelet perche, (b) utilisation de la perche transparente tirée de Le Coz et al. (2021), (c) Profils de vitesse, profondeur et débit cumulé mesurés à l’aide de la perche transparente dans une section de la Durance, avec une mesure tous les mètres.

### 4.3 Caractérisation du coefficient de frottement et du paramètre de non-uniformité

Pour déterminer le coefficient de frottement  $\lambda$ , ainsi que la vitesse de frottement  $U_*$  moyennés entre deux sections transverses consécutives à  $x_0$  et  $x_1$ , il faut mesurer l’élévation de surface libre  $z_s$  de ces sections (par rapport à une référence). En couplant cette mesure d’élévation de la surface libre aux mesures hydrauliques (notamment la vitesse débitante  $U$ ), on obtient la charge hydraulique à chaque section telle que  $z_f(x) = z_s(x) + U(x)^2/(2g)$ . On détermine alors la pente

de surface libre  $J_s$  entre deux sections comme :

$$J_s = - \frac{z_s(x_1) - z_s(x_0)}{x_1 - x_0} \quad (3.5)$$

et la pente de charge  $J_f$  :

$$J_f = - \frac{z_f(x_1) - z_f(x_0)}{x_1 - x_0} \quad (3.6)$$

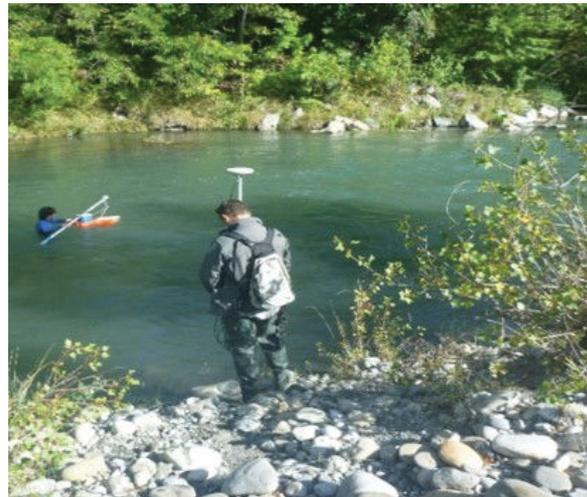
avec  $g = 9.81 \text{ m/s}^2$  l'accélération gravitationnelle.

On détermine ainsi la vitesse de frottement entre ces deux sections  $U_* = \sqrt{g(H(x_0) + H(x_1))J_f/2}$ , le coefficient de frottement moyen  $\lambda = 8(2U_*/(U(x_0) + U(x_1)))^2$ , et le paramètre de non-uniformité  $\beta = -J_s/J_f$ . Ces grandeurs sont ensuite pondérées par la distance entre les sections successives pour obtenir  $U_{*m}$ ,  $\lambda_m$ , et  $\beta_m$  d'après l'Eq. (3.2)).

Pour mesurer l'élévation de la surface libre  $z_s$ , nous utilisons un Leica DGPS System 1200 avec une correction RTK par le réseau Orpheon. Cet instrument (cf. figure 3.18a) permet d'avoir une précision centimétrique sur  $z_s$ . Cette mesure est effectuée à fleur d'eau, suivant une ou les deux berges, et au niveau de chaque section de mesures hydrauliques.



(a)



(b)

FIGURE 3.18 – Exemple d'utilisation du DGPS : (a) instrument de mesure (source [www.geoaxis.de](http://www.geoaxis.de)), (b) Exemple de déploiement pour une mesure de l'altitude de la surface libre en berge gauche sur la Durance

#### 4.4 Choix du traceur et du mode d'injection

Les expériences de traçage nécessitent d'injecter un traceur conservatif, i.e. qui se dégrade peu dans le milieu, et qui est facilement détectable avec des sondes appropriées dans le but

d'en mesurer la concentration sur différentes sections transverses à l'aval. Plusieurs types de traceurs ont été employés dans la littérature et sont présentés dans le tableau 2.2 (cf. chapitre 1), avec les méthodes d'injection et de mesure associées. La Rhodamine WT (Water Tracer) a été le plus souvent utilisée au cours de ces études pour son faible impacte sur la faune aquatique (Rowinski & Chrzanowski, 2010), son bas coût, son faible seuil de détection par des sondes industrielles (de l'ordre de  $0.01 \mu\text{g/L}$ ), sa couleur très visible pour des concentrations  $> 500 \mu\text{g/L}$ , sa stabilité et son insensibilité aux variations de pH lorsque  $\text{pH} > 6$  (Smart and Laidlaw 1977, Sutton et al. 2001).

C'est donc la Rhodamine WT qui a été retenue pour les mesures détaillées ici. Ce colorant de couleur rouge est composé d'une grosse molécule de taille de l'ordre de  $15 \text{ nm}$  (Reisch et al. 2008), de masse moléculaire  $M = 567 \text{ g/mol}$ , et de formule  $\text{C}_{29}\text{H}_{29}\text{ClN}_2\text{Na}_2\text{O}_5$ . Sa représentation plane est donnée dans la figure 3.19a. D'après l'équation 2.1, le coefficient de diffusion moléculaire correspondant à cette molécule dans une eau à  $20 \text{ }^\circ\text{C}$  vaut  $\epsilon_m = 1.4 \times 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$ . Cette molécule fluorescente a un pic d'absorption à la longueur d'onde de  $555 \text{ nm}$  dans le vert, et un maximum de ré-émission à la longueur d'onde de  $582 \text{ nm}$  (cf. figure 3.19b). La Rhodamine WT pure est une poudre, mais est généralement vendue sous forme prédiluée à 20%, c'est-à-dire avec 20% de Rhodamine WT pure diluée dans 80% d'eau, avec une densité de 1.16.

Des doses de 30 à 100 mL Rhodamine WT à 20% (soit de 34 à 116 g) étaient préparées en amont des campagnes de mesures, à l'aide d'une pipette micrométrique. Ceci garantissait une très faible incertitude sur la quantité de Rhodamine WT injectée. Avant chaque expériences de traçage, une dose était mélangée dans un seau d'eau de la rivière. Puis, l'opérateur chargé de l'injection s'installait dans l'écoulement à la position prévue dans la section d'injection, et déversait le mélange d'eau et de Rhodamine WT de façon quasi-instantannée et quasi-ponctuelle. Le seau était ensuite rincé dans l'eau pour s'assurer que tout le traceur soit emporté par le courant.

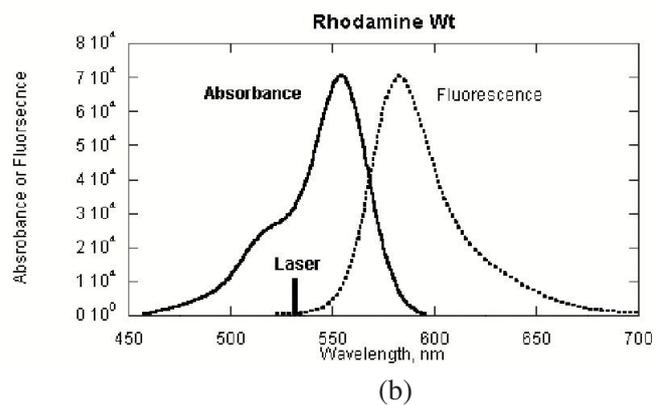
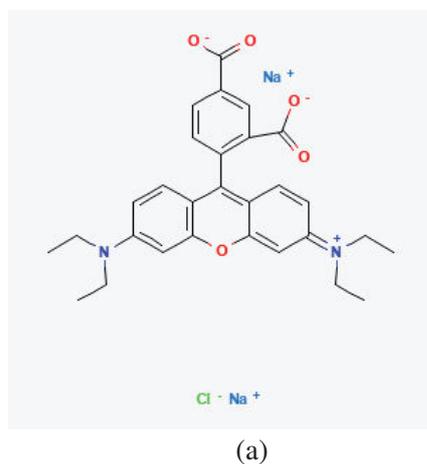


FIGURE 3.19 – Caractéristique de la molécule de Rhodamine WT : (a) Formule plane (source : <https://pubchem.ncbi.nlm.nih.gov>), (b) Spectres d'absorption et d'émission (fluorescence) tiré de Lipp et al. (2009)

---

## 4.5 Mesure de concentration

### 4.5.1 Description et principe

Dans le but de mesurer la concentration en Rhodamine WT dans l'écoulement à l'aval de la zone d'injection, nous avons utilisé des fluorimètres in-situ. Ces appareils sont composés d'un boîtier d'acquisition enregistrant les signaux ou les transmettant directement à un ordinateur, et d'une sonde de fluorimétrie. Cette sonde utilise une source de lumière à 525nm pour la Rhodamine WT, et des photo-détecteurs pour déterminer la lumière ré-émise par les molécules fluorescentes (Schnegg & Flynn, 2002). La mesure s'effectue dans un petit volume par lequel passe une partie de l'écoulement du cours d'eau.

Différents types de fluorimètres portables existent suivant le type d'utilisation, tels que les Albillias FL30 pour les eaux de surface (cf. figure 3.20a) développées par le GGUN (Geomagnetism Group of the University of Neuchâtel). Ces sondes peuvent détecter quatre traceurs fluorescents différents grâce à leurs systèmes à quatre sources de lumières et photodétecteurs couvrant la totalité du spectre optique. Ces sondes sont faites en acier inoxydable, de 16 cm de diamètre pour 17 cm de hauteur, et pèsent 7.3 kg. Elles sont connectées à un boîtier d'acquisition alimenté par des batteries de 6 à 12 volt, qui enregistrent les signaux de tension issue des photodétecteurs sur une carte USB ou Compact Flash. La mesure de concentration en rhodamine se détecte à partir de  $0.02 \mu\text{g/L}$  à  $0.01 \text{g/L}$ , avec une résolution de  $0.02 \mu\text{g/L}$ , et est couplée avec une mesure de température avec une précision de  $0.1 \text{ }^\circ\text{C}$ . Lors des expériences, nous avons utilisé 7 sondes Albillia, dont 2 de la série 500 et 5 de la série 900. La fréquence de mesure peut être ajustée suivant la série, allant de  $f_s = 1/2 - 1/3 \text{ Hz}$  (une mesure toutes les 2 à 3 secondes au minimum) jusqu'à  $f_s = 1.1 \times 10^{-3} \text{ Hz}$  (une mesure toutes les 15 min).

Les TQ-tracers (Sommer Messtechnik) (cf. figure 3.20b) sont un type de fluorimètres plus récents, plus légers et plus compacts que les albillias. Les sondes sont cylindriques, de l'ordre de 30 cm de long pour 5 cm de diamètre. Elles sont connectées à leurs boîtiers d'alimentation qui transmettent directement la mesure chaque seconde ( $f_s = 1 \text{ Hz}$ ) par communication sans fil à un ordinateur en berge via le logiciel TQ-Commander. Ces sondes ont une gamme de mesure de Rhodamine WT de 0 à  $150 \mu\text{g/L}$  et une résolution de  $0.05 \mu\text{g/L}$ .



FIGURE 3.20 – Sondes de fluorimétrie utilisées avec leur boîtier : (a) Albillia (série 500) du GGNU, (b) TQ-tracer de Sommer Messtechnik

#### 4.5.2 Déploiement

Dans le cadre de nos expériences de traçage en cours d'eau naturel, 5 TQ-tracers nous ont été prêtés par EDF, la DREAL, ainsi que l'IGE de l'université de Grenoble. De plus, 11 sondes Albillias ont été prêtés par l'INRAE et la CNR de Villeurbanne, ainsi que EDF. Je souhaite les remercier pour le prêt de leurs sondes qui nous ont été très utiles pour mener à bien nos différentes campagnes de mesures en rivière.

Les sondes de fluorimétrie sont placées à des positions en débit cumulé  $\eta$  connues. D'abord, une corde est tendue entre les deux rives du cours d'eau. Les mesures par ADCP ou perche transparente sont utilisées pour marquer la position choisie de chaque sonde à intervalle de débit régulier à l'aide de rubalises (cf. figure 3.21). Comme la profondeur d'eau reste faible dans la Durance, on peut facilement supposer que la concentration est constante sur la colonne d'eau, i.e. mélange vertical atteint, soit  $\tilde{c}(y) = c(y, z \approx 0)$ . Les sondes sont alors simplement déposées au fond du cours d'eau en s'assurant que l'eau circule librement dans le volume de mesure. Les câbles des TQ-tracers étant relativement courts, on choisit de les positionner aux positions proches des berges et accrochant les boîtiers à une corde tendue entre les deux rives. Les sondes Albillias sont alors positionnées plus au centre du cours d'eau, avec leurs positions marquées par des rubalises sur la cordes (cf. figure 3.21).



FIGURE 3.21 – Exemple de disposition de sondes de fluorimétrie le long d’une section transverse ; les boîtiers de deux TQ-tracers sont accrochés proches des berges à une corde tendue entre les deux rives de la Durance. Les rubalises visibles sur la corde indiquent la position des sondes Albillias sur cette section.

Des exemples de signaux de tension mesurés dans le cas d’une injection instantanée sont donnés dans la figure 3.22a pour une sonde Albillia, et dans la figure 3.22b pour une sonde TQ-tracer. Le temps de passage du nuage de Rhodamine WT, i.e. la durée entre le front montant et la queue du nuage, est de l’ordre de 4 minutes. Le front montant est plus raide que le front descendant, ce qui est attendu puisque le nuage se mélange longitudinalement pendant la mesure.

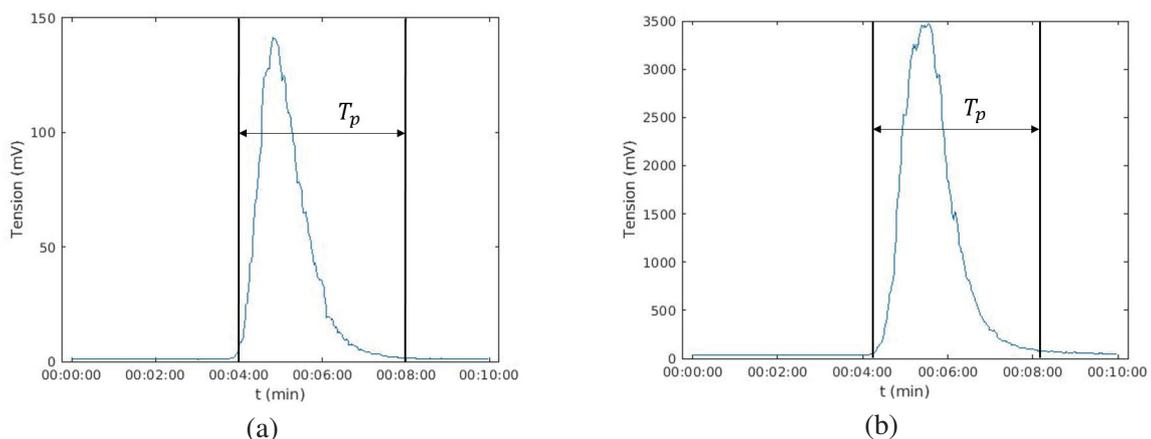


FIGURE 3.22 – Exemple de mesure lors d’une expérience de traçage avec injection instantanée : (a) Albillia, (b) TQ-tracer

Pour déterminer le signal de concentration à partir de la tension mesurée, il faut effectuer

une calibration de chaque sonde. Cela consiste à enregistrer la tension mesurée pour différentes valeurs connues de concentration en Rhodamine WT. La fluorescence va dépendre de la fluorescence naturelle de l'eau de la rivière, de la quantité de matière en suspension, ainsi que la température de l'eau. La calibration s'effectue donc dans l'eau de la rivière, et à une température de référence  $T_{\text{ref}}$ . Une bassine est remplie avec 50L d'eau du cours d'eau est utilisée pour effectuer la calibration (cf. figure 3.23a). La valeur de tension à concentration nulle, i.e. le bruit de fond, est d'abord mesurée. Puis, des incréments de volume à concentration connue sont successivement introduits dans la solution, pour atteindre les concentrations de 10, 20, 40, 80, 160 ppb. On a  $1\text{ppb} = 10^{-9}\text{L/L} = 1.16 \times 10^{-9}\text{g/L}$  de Rhodamine WT 20% (densité de la Rhodamine WT 20% est de 1.16). En appliquant une regression linéaire sur les points de mesures, cf. figure 3.23b pour une sonde Albillia et figure 3.23c pour une sonde TQ-tracer, on obtient une loi du type :

$$\text{Tension (mV)} - \text{bruit de fond (mV)} = k_1 \times \text{concentration (g/L)} \quad (3.7)$$

avec  $k_1$  (mV/(g/L)) une constante de proportionnalité qui va dépendre de la température et de la quantité de matière en suspension dans l'eau.

Dans la figure 3.23, trois courbes de calibration sont données, et correspondent à trois calibrations faites à différentes températures sur les trois jours consécutifs dans la Durance. D'après Poncet (2017), la tension mesurée à la température mesurée  $T_m$ , peut être corrigée pour obtenir la tension rapportée à la température de la calibration  $T_c$  sous la forme :

$$\text{Tension}_{\text{corrigée}} = \text{Tension}_{\text{mesurée}} \times \exp(-n(T_m - T_{\text{ref}})) \quad (3.8)$$

où  $n$  est une constante dépendant du type de sonde. Poncet (2017) rapporte que  $n = 0.026$  pour les sondes Albillias, et  $n = 0.021$  pour les TQ-tracers. Néanmoins, en "corrigeant" les mesures de deux des calibrations à la température de celle de la troisième, les courbes de calibration (figure 3.23) s'alignent correctement lorsqu'on utilise une valeur de  $n = 0.04$  pour les Albillias et de  $n = 0.03$  pour les TQ-tracers. Ces dernières valeurs sont utilisées pour corriger en température les signaux mesurés des fluorimètres et appliquer la calibration valable pour la température de référence.



(a)

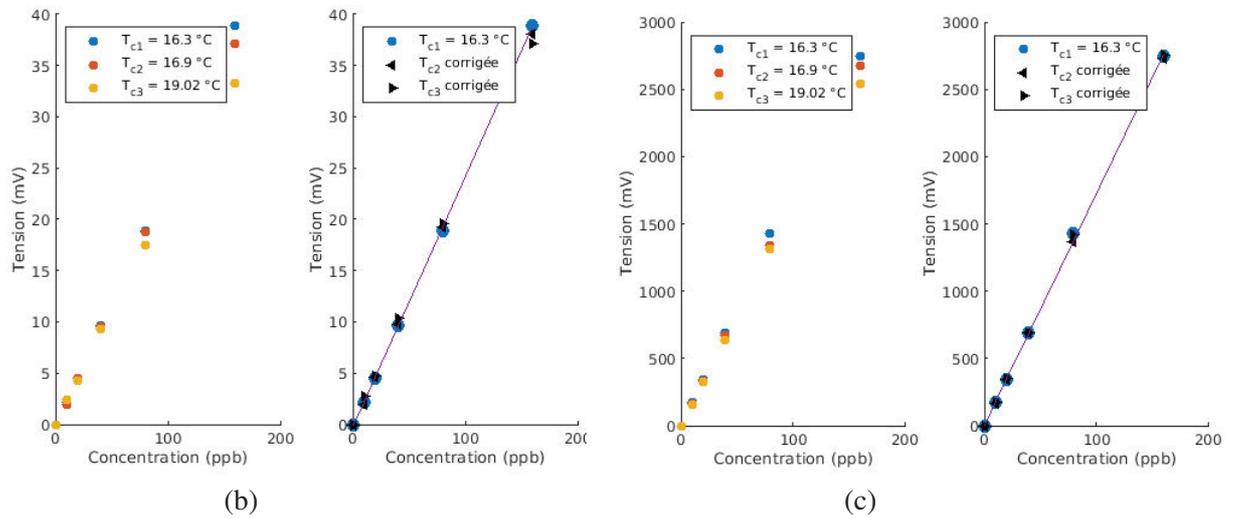


FIGURE 3.23 – Exemple de calibration pour une expérience en rivière : (a) sondes dans une baignoire de calibration, (b) courbe de calibration pour une sonde Albillia, (c) courbe de calibration pour une sonde TQ-tracer. Pour les figures 3.23b et 3.23c, les points en couleurs représentent les points de mesure lors de trois calibrations à température différentes, 16.3 °C, 16.9 °C et 19.02 °C. Les symboles triangulaires noirs représentent des points de mesure corrigés par l’Eq. (3.8) à une température de référence (ici  $T_{c1} = 16.3$  °C). Les lignes noires représentent les régressions linéaires du type Eq.(3.7)

## 5 Estimations des incertitudes de mesures expérimentales en rivière

### 5.1 Incertitudes sur les mesures hydrauliques

Les mesures hydrauliques sont effectuées grâce à l’ADCP ou la perche transparente. D’abord, on choisit de quantifier l’incertitude  $\sigma_Q$  sur le débit mesuré à chaque section à partir du rapport de l’écart type et de la valeur moyenne des débits déterminés à partir des mesures

effectuées sur plusieurs sections au cours d'une campagne de mesure.

L'incertitude  $\sigma_h$  de mesure sur la profondeur d'eau locale  $h$  est généralement associée à un enfoncement du support sur lequel est placé l'ADCP (et donc de la sonde) dans l'eau. Cet enfoncement engendre une incertitude absolue communément acceptée par les utilisateurs de l'ordre de 2 cm. Cette incertitude est aussi admise dans le cas d'une mesure à la perche transparente. De plus, on conserve la même incertitude sur la profondeur d'eau moyenne  $H$  dans une section.

L'incertitude  $\sigma_W$  de mesure de la largeur au miroir  $W$  du cours d'eau est directement liée au choix de l'utilisateur de définir visuellement la distance entre la berge et le début ou la fin de la mesure. On estime qu'une erreur absolue de 50 cm est acceptable.

L'incertitude sur la mesure de la vitesse locale est d'environ 5 cm/s pour l'ADCP dans les meilleures conditions. Comme la Durance est une rivière présentant des sections transverses complexes et peu profondes, cette valeur semble sous-estimée. Ainsi, pour estimer cette incertitude, nous utilisons une propagation d'incertitude à partir de  $U \approx Q/(WH)$  en supposant que les erreurs de mesures des grandeurs  $Q$ ,  $H$ , et  $W$  sont indépendantes.

Enfin, le modèle de mélange 1D requiert une estimation de la valeur de  $\psi$  à chaque section. À l'instar de la détermination de l'incertitude de la vitesse, on utilise la propagation d'incertitude avec  $\psi \propto 1/(UH^2)$  en supposant l'indépendances des incertitudes sur les autres grandeurs. Les incertitudes relatives des mesures hydrauliques sont donc :

$$\begin{aligned}
 u_H &= \frac{0.02}{H} \\
 u_W &= \frac{0.5}{W} \\
 u_U &= \sqrt{u_Q^2 + u_H^2 + u_W^2} \\
 u_\psi &= \sqrt{u_U^2 + 2u_H^2} \\
 u_{dU/dx} &= \sqrt{\frac{u_{U(x_1)} \times U(x_1))^2 + u_{U(x_2)} \times U(x_2))^2 U(x_2) - U(x_1)^2}{x_2 - x_1} 2 \times 0.01^2}
 \end{aligned} \tag{3.9}$$

Les mesures au DGPS sont utilisées pour déterminer la position des différentes sections de mesures, ainsi que pour déterminer l'altitude de la surface libre  $z_s$  à chaque section. L'incertitude absolue associée à la mesure de l'altitude est de l'ordre de 1 cm, de même que pour les positions  $x$  des sections. Les incertitudes relatives sur la pente de surface libre  $J_s$ , la pente de charge  $J_f = J_s - (U/g)dU/dx$ , la vitesse de frottement  $U_* = \sqrt{gHJ_f}$ , le coefficient de frottement  $\lambda = 8(U_*/U)^2$ , et les coefficient de non-uniformité  $\beta = -J_s/J_f$ , calculés entre deux sections (à  $x_1$  et  $x_2$ ), sont calculés par propagation d'incertitude en supposant que les incertitudes de chaque mesure sont indépendantes l'une de l'autre. On obtient ainsi :

$$\begin{aligned}
u_x &= \frac{0.01}{x} \\
u_{z_s} &= \frac{0.01}{z_s} \\
u_{J_s} &= \sqrt{\frac{u_{z_s(x_1)} \times z_s(x_1)^2 + u_{U(x_2)} \times U(x_2)^2}{U(x_2) - U(x_1)^2} + \frac{2 \times 0.01^2}{x_2 - x_1}} \\
u_{J_s} &= \frac{\sqrt{2u_{z_s}^2 + 2u_x^2}}{z_s(x_2) - z_s(x_1)^2} \\
u_{J_f} &= \sqrt{u_{J_s}^2 + u_U^2 + u_{dU/dx}^2 + u_x^2} \\
u_{U_*} &= \frac{1}{2} \sqrt{u_H^2 + u_{J_f}^2} \\
u_\beta &= \sqrt{u_{J_s}^2 + u_{J_f}^2} \\
u_K &= \frac{|\beta| u_\beta}{K} \\
u_\lambda &= \sqrt{2u_{U_*}^2 + 2u_U^2}
\end{aligned} \tag{3.10}$$

Cette méthode de calcul d'incertitude n'est pas la plus efficace. Elle repose sur l'hypothèse d'indépendance des incertitudes des différentes grandeurs, mais c'est un moyen rapide de les estimer opérationnellement. Une méthode de type Monte-Carlos aurait été sûrement plus adaptée.

## 5.2 Incertitudes sur les mesures de concentration et sur l'ajustement du modèle

L'incertitude de résolution associée à la mesure de fluorescence des sondes Albillia et TQ-tracer vaut environ  $0.02 \mu\text{g/L}$ . À cette incertitude, il faut ajouter celle sur la masse  $m$  de Rhodamine WT injectée, que l'on estime à  $< 0.1 \text{ g}$ . Enfin, l'incertitude sur la détermination du facteur de diffusion  $B$  (et plus précisément  $B/Q^2$ , cf. Eq. (2.40)) est choisie comme étant portée par l'écart au carré du meilleur ajustement du modèle de mélange sur les profils de dosage mesuré  $\Delta$  (cf. Eq. (2.49)). Enfin, les incertitudes sur le coefficient de mélange transverse dimensionnel  $E_y$  et adimensionnel  $E_y/(H_m U_{*m})$  sont calculés par propagation, avec l'hypothèse d'indépendance des erreurs de mesure :

$$\begin{aligned}
u_\Theta &= \frac{0.02}{\Theta} \\
u_M &= \frac{0.1}{m} \\
u_B &= \sqrt{\Delta^2 + 2u_Q^2} \\
u_{E_y} &= \sqrt{u_B^2 + 2(u_H)^2 + u_U^2 + u_\psi^2} \\
u_{E_y/(H_m U_{*m})} &= \sqrt{u_{E_y}^2 + u_H^2 + u_{U_*}^2}
\end{aligned} \tag{3.11}$$

---

## 6 Bilan

Ce chapitre a permis d'introduire le protocole expérimental employé au cours des deux campagnes de mesures effectuées dans la Durance. J'ai décrit les différentes étapes clés pour récupérer les données nécessaires à la caractérisation du coefficient de mélange transverse dans les tronçons étudiés. J'ai aussi décrit le fonctionnement et le déploiement des différents instruments de mesure utilisés, ainsi que les outils pour analyser les données récoltées.

Pour la première campagne, correspondant au chapitre 3, nous chercheront à caractériser la totalité de la zone d'étude (cf. figure 3.5b et 3.5c). Ici, douze fluorimètres (Albillias et TQ-tracer) sont utilisés, et répartis équitablement le long de deux sections transverses consécutives de mesure de concentration. Ceci permet ainsi de caractériser trois tronçons de la rivière (type  $x_0-x_2$ ,  $x_0-x_4$ , et  $x_2-x_4$ , cf. figure 3.7) à l'aide d'une injection unique.

Pour la deuxième campagne de mesures, correspondant au chapitre 4, nous concentrerons les expériences de traçage sur une plus petite partie de la zone d'étude, mais en augmentant nettement la résolution spatiale (distances entre les sections de mesure). Pour cette campagne, dix fluorimètres (Albillias et TQ-tracer) sont positionnés sur une seule section transverse à la fois, comme présenté dans l'exemple de la section 3 ci-dessus.

# Chapitre 4

## Influence de la non-uniformité longitudinale de l'écoulement sur le coefficient de mélange transverse

### 1 Introduction

#### 1.1 Objectifs

Nous avons vu que d'après les travaux de la littérature, les valeurs du coefficient de mélange transverse adimensionnel  $E_y/(H_m U_{*m})$  obtenues par des expériences de traçage en rivière sont généralement plus élevées que celles obtenues en laboratoire en canal droit ou courbe. Mêmes des expériences en rivière rectiligne ont révélé de fortes valeurs du coefficient  $E_y/(H_m U_{*m})$ , ce qui semble, à ce jour, inexplicable par les lois empiriques les plus élaborées. Ces dernières supposent, en accord avec la classification de Rutherford (Eq. (1.4)), que l'augmentation de l'efficacité du mélange serait uniquement due à la courbure ou sinuosité du cours d'eau, bien que dans nombreux cas à forte sinuosité, les valeurs de  $E_y/(H_m U_{*m})$  soient modérées (entre 0.3 et 0.9). On suppose donc ici qu'un processus de mélange additionnel, survenant dans les écoulements naturels pourrait favoriser le mélange, mais ne serait pas représenté dans les expériences en laboratoire, ni dans les lois empiriques visant à prédire le coefficient de mélange transverse. On fait l'hypothèse que ce processus pourrait être lié aux variations longitudinales des grandeurs hydrauliques au sein des zones d'études, i.e. à la non-uniformité longitudinale de l'écoulement, qui peut être caractérisée par le coefficient de non-uniformité  $\beta_m$ . Comme expliqué dans le chapitre 2, la non-uniformité longitudinale de l'écoulement peut notamment induire des courants secondaires, influencer les profils de vitesse et d'intensités turbulentes, etc., et donc influencer le mélange transverse.

L'objectif principal de ce chapitre est donc double : d'abord de mesurer la variabilité du coefficient de mélange transverse  $E_y/(H_m U_{*m})$  dans une rivière de piémont en fonction des faciès de rivière rencontrés, en effectuant des injections de Rhodamine WT au centre de l'écoulement ( $\eta_0 \approx 0.5$ ); puis, de déterminer une classification des valeurs de  $E_y/(H_m U_{*m})$  en fonction du type de faciès rencontré, et donc pour différents degrés de non-uniformité longitudinale. En supplément, nous allons évaluer la capacité prédictive des lois empiriques de la littérature. Dans le cas où ces lois empiriques ne parviennent pas à prédire correctement les valeurs mesurées,

---

nous concluons sur la pertinence de considérer le coefficient  $\beta_m$  comme paramètre additionnel permettant d'améliorer les prédictions du coefficient de mélange transverse adimensionnel  $E_y/(H_m U_{*m})$ .

La méthodologie employée ici va dans la continuité de ce qui se fait dans la littérature, telle que présentée dans le chapitre 3.

## 2 Caractérisation hydraulique

Afin de caractériser les conditions hydrauliques de l'écoulement, nous avons utilisé un ADCP embarqué sur une planche flottante, cf. section 4.1.2. Celle-ci est déplacée à la main dans les zones suffisamment peu profondes, et à l'aide d'une gaffe dans les zones plus profondes traversables à pied. Le débit moyen durant cette campagne de mesure est d'environ 5.2 m<sup>3</sup>/s, avec un écart type de 0.42 m<sup>3</sup>/s, soit une incertitude relative de l'ordre de  $u_Q = 8\%$ .

### 2.1 Segmentation de la zone d'étude

Du fait de la variabilité des faciès de la rivière, les grandeurs hydrauliques moyennées sur la section ( $H$ ,  $W$ ,  $U$ ,  $\psi$ , et  $U_*$ ) au sein de la zone d'étude vont varier longitudinalement. La rivière peut être vue de la façon suivante : elle est constituée de faciès à peu près homogènes (exemple : un radier, une mouille, etc.) séparés les uns des autres par des zones de transition (exemple : plat lentique ou courant, chute, etc.) où l'écoulement accélère ou ralentit pour s'ajuster au faciès suivant. L'approche idéale consisterait alors à découper la rivière en tronçons homogènes et en tronçons de transition, avec des sections de mesure de concentration les délimitant pour caractériser le coefficient de mélange au sein de chacun (cf. figure 4.1a).

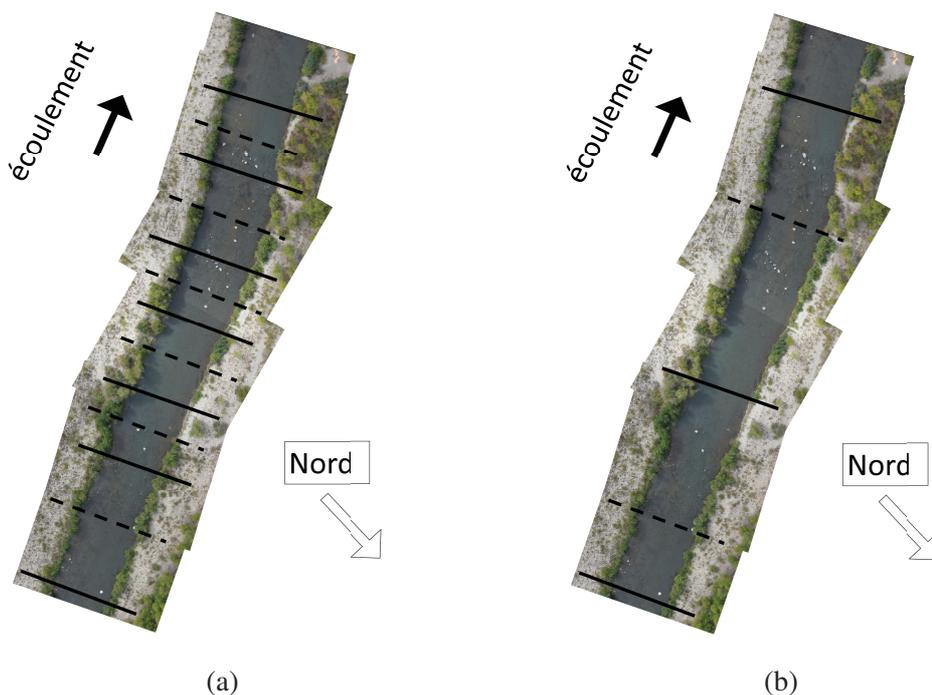


FIGURE 4.1 – Zone d’étude de la Durance idéalement découpée en 6 tronçons, au niveau des zones 12, 13, et 14 (cf. figure 3.5c) : (a) découpe idéale en délimitant les zones de transition de faciès et les zones de faciès homogène, (b) découpe sur le terrain en prenant en compte les contraintes de mesures ADCP, et en définissant une distance minimale entre les sections de mesure (i.e.  $\approx 50$  m). Les traits noirs continus représentent des sections de mesures hydrauliques et de concentration. Les traits noirs discontinus représentent des sections de mesures hydrauliques seules (sections intermédiaires)

Cependant, cette approche est difficile à mettre en pratique car les tronçons sont identifiés à l’œil avant le début des expériences, sans mesure hydraulique disponible, et les sections accessibles pour les différents instruments de mesure sont limitées. D’abord, plusieurs sections de la zone d’étude présentent une trop faible profondeur, ce qui rend la mesure ADCP délicate à mettre en place et trop incertaine (cf. zone aveugle de l’ADCP, notamment dans les radiers). Puis, certaines zones sont trop profondes pour s’y déplacer à pied afin de placer les sondes sans assistance d’un bateau gonflable (notamment à l’aval des mouilles). Enfin, certaines contiennent des blocs émergents qui compliquent encore la mise en place de la mesure ADCP. Par ailleurs, il est nécessaire d’espacer suffisamment les sections de mesure de concentration successives dans le but d’avoir un mélange suffisant du traceur entre les profils de dosage mesurés afin d’optimiser la précision de l’estimation du coefficient de mélange transverse. Nous avons choisi d’avoir une longueur supérieure à 50 m entre deux sections de mesure de concentration successives.

À la vue de la zone d’étude et des nombreuses variations longitudinales qui peuvent survenir à une échelle inférieure à 50 m, la segmentation finalement faite sur le terrain va être différente de la segmentation idéale (cf. figure 4.1b). L’approche que nous avons suivie considère simplement une succession de tronçons à peu près homogènes, intégrant des zones de transition à l’amont et/ou à l’aval de chaque tronçon. Nous avons donc tenté de positionner les sections de mesure de concentration aux frontières entre les différents tronçons identifiés à l’œil.

Au final, 17 tronçons élémentaires ont été identifiés au sein de cette zone d'étude de 2km, dont la longueur varie entre 55 et 160 m, et sont bordés par 18 sections de mesure de concentration. On nomme les sections délimitant les tronçons (équipées de sondes de fluorimétrie) avec un nombre entier S0, S1, etc., et on nomme ces tronçons par leurs sections délimitantes. Ainsi S0-S1 correspond au tronçon délimité à l'amont par la section S0 et à l'aval par la section S1. Le tableau 4.1 rassemble par ailleurs les caractéristiques hydrauliques moyennes de chaque tronçon, notamment en les classants par type de faciès et granulométrie du fond observés à l'oeil.

TABLE 4.1 – Caractéristiques morphologiques des différents tronçons.  $\Delta x_m$  est la distance moyenne entre deux sections de mesures hydrauliques consécutives dans un tronçon, et  $W_m$  est la largeur au miroir moyenne dans le tronçon.

Tronçon	$\Delta x_m/W_m$	Faciès	Granulométrie
S0-S1	4.2	Rapide	Blocs, blocs émergents
S1-S2	2.7	Mouille	Sables grossiers
S2-S3	12.5	Radier sinueux	Galets
S3-S4	2	Mouille	Sables grossiers
S4-S5	3.7	Plat courant	Blocs, blocs émergents
S5-S6	5.7	Radier sinueux	Galets
S6-S7	5.5	Mouille	Sables grossiers
S7-S8	5.9	Plat lentique	Sables grossiers
S8-S9	2.6	Mouille	Graviers
S9-S10	2.9	Plat courant	Graviers
S10-S11	2.4	Radier	Galets
S11-S12	6.9	Plat courant	Graviers
S12-S13	4.7	Radier	Galets
S13-S14	5	Mouille	Sables grossiers
S14-S15	3.9	Radier	Blocs, blocs émergents
S15-S16	3.3	Radier	Blocs, blocs émergents
S16-S17	2.3	Mouille	Graviers

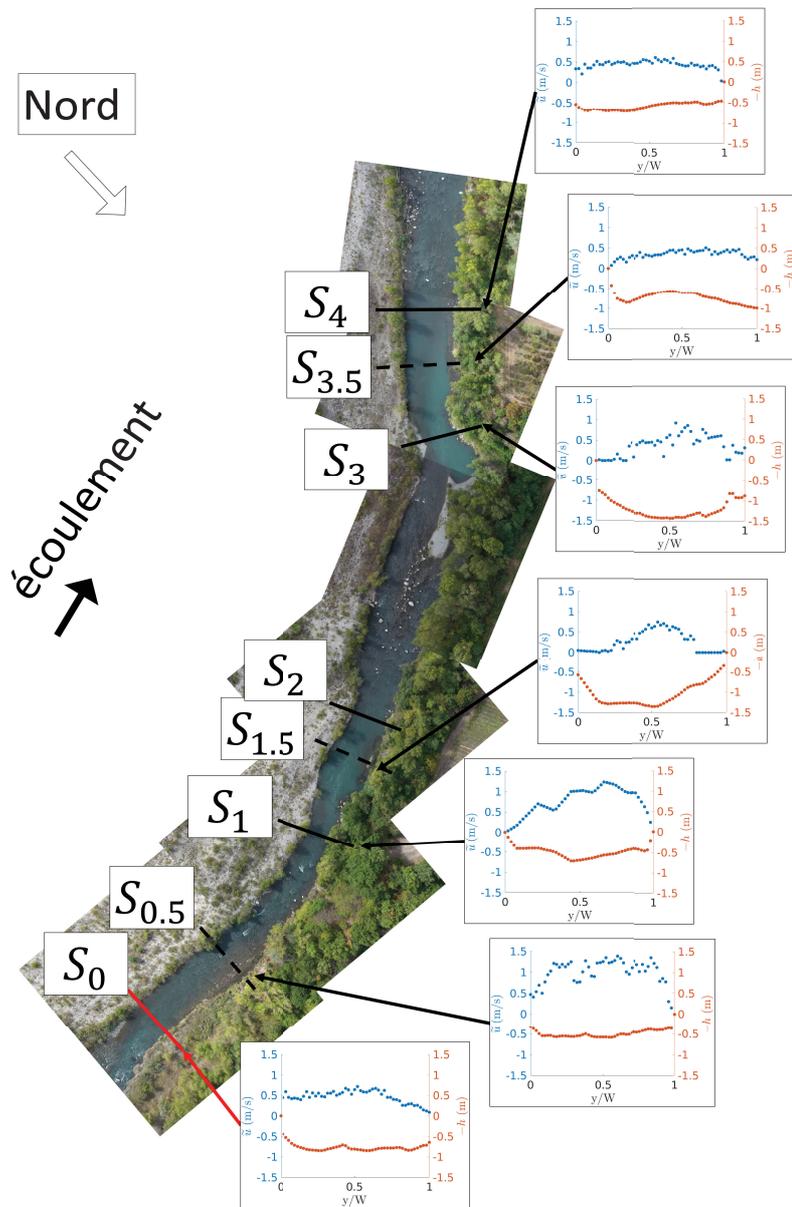
On retrouve plusieurs successions de mouilles et radiers avec différentes granulométries, ainsi que des zones intermédiaires telles que des plats courants et plats lentiques (cf. classification des faciès chez Malavoi & Souchon, 2002). Tout d'abord, les tronçons S2-S3, S5-S6, et S12-S13 délimitent des radiers à forte pente, où les deux premiers comprennent en plus une île et un méandre. Les tronçons S10-S11, S14-S15, et S15-S16 délimitent des radiers avec une pente plus faible et des blocs émergents. Le tronçon S0-S1 délimite une zone de rapide à forte profondeur.

Ensuite, les tronçons S1-S2, S3-S4, S6-S7, S8-S9, S13-S14, et S16-S17 représentent des mouilles caractéristiques des zones à l'aval d'un radier. S8-S9 et S16-S17 ont un lit de graviers, tandis que les autres mouilles ont un lit sableux. Enfin, les tronçons S4-S5, S9-S10, et S11-S12 représentent quant à eux des plats courants (zone de transition à vitesse intermédiaire), zones intermédiaires à l'aval de mouilles et à l'amont de radier, et S7-S8 représente un plat lentique (zone de transition à vitesse faible).

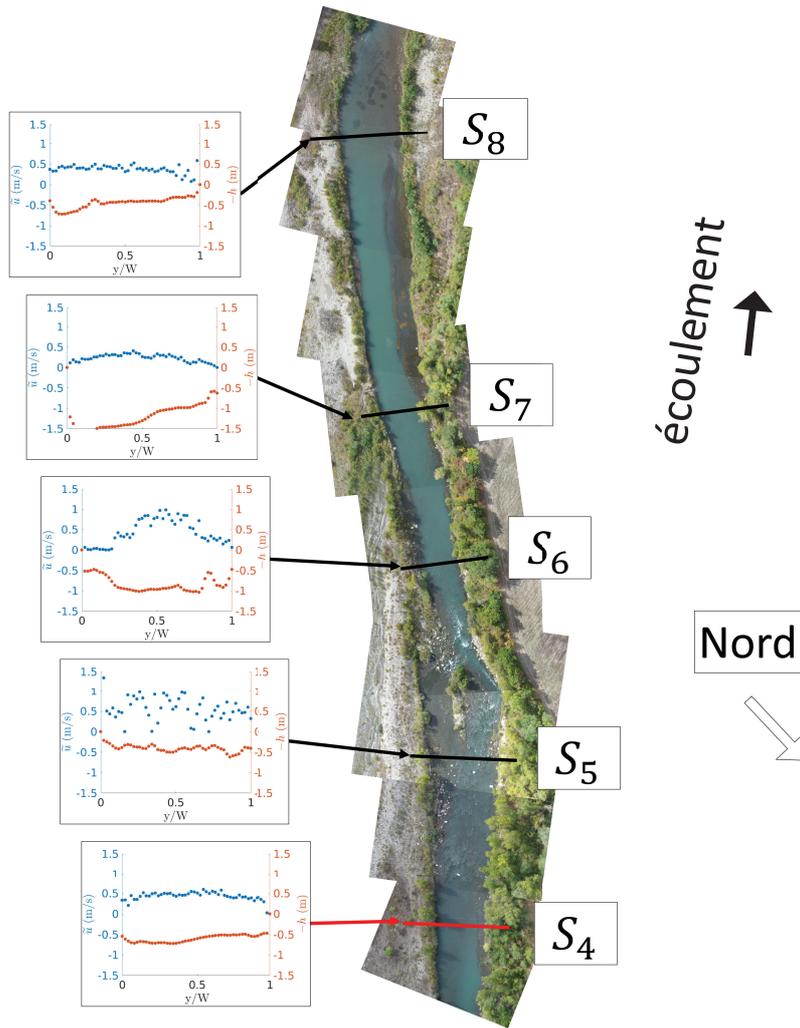
---

Étant donné que la zone d'étude mesure environ 2 km de long, et que le cours d'eau est relativement étroit (largeur moyenne de 21 m), on s'attend à ce que le mélange transverse du traceur injecté au milieu d'une des sections d'injection soit finalisé assez rapidement, avec un dosage uniforme sur la largeur de la rivière à quelques centaines de mètres à l'aval d'une injection. Ceci rendrait impossible l'application du modèle 1D pour déterminer le coefficient de mélange transverse. Nous avons donc choisi de répartir les 17 tronçons au sein de cinq zones d'injections, cf. figures 4.2a, 4.2b, 4.2c, 4.2d, et 4.2e. Les sections d'injection sont alors consécutivement les sections S0, S4, S8 et S11. Les zones d'injection sont nommées par des lettres, de A pour la section d'injection en S0 et les sections de mesure entre S1 et S4, à E pour la section d'injection en S13 et les sections de mesure entre S13 et S17. Chaque zone d'injection contient 3 à 4 tronçons élémentaires et mesure entre 315 et 460 m de long.

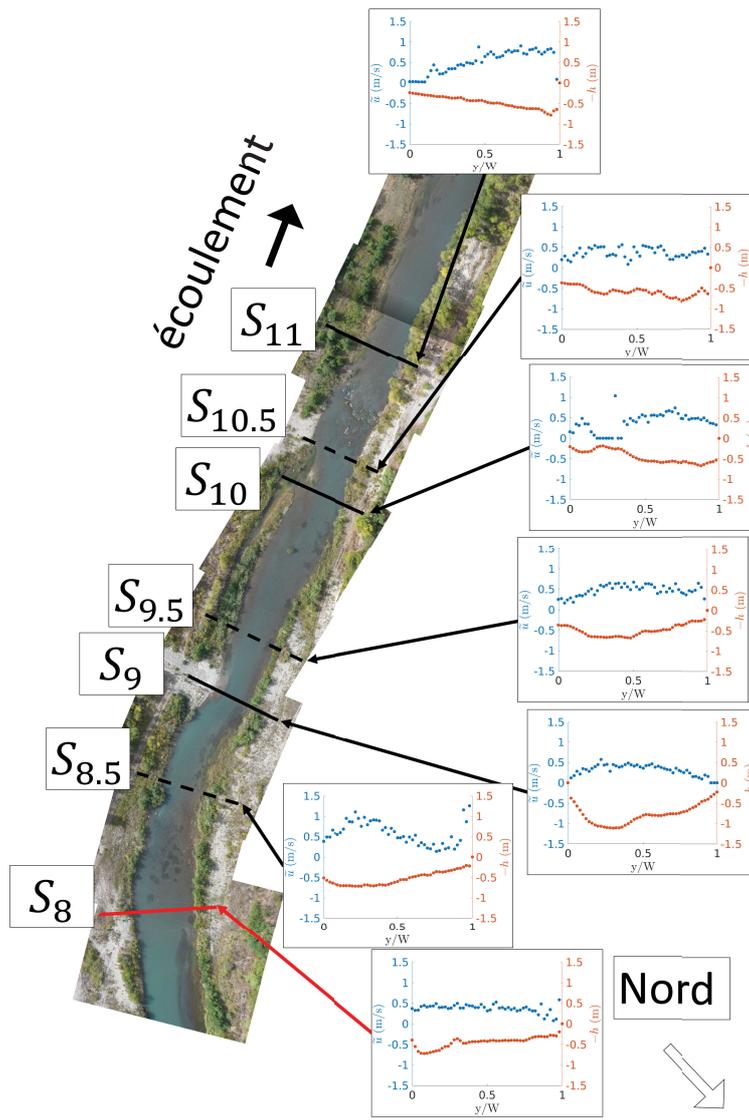
De plus, 11 sections intermédiaires ont été sélectionnées pour une caractérisation hydraulique lorsque les conditions hydrauliques le permettaient. Ceci permet de considérer 17 tronçons élémentaires. La résolution longitudinale de la caractérisation hydraulique  $\Delta x_m / W_m$ , est définie comme le rapport entre la distance moyenne entre les sections de mesures hydrauliques consécutives et la largeur au miroir moyenne du cours d'eau. Cette résolution varie entre 2.3 et 12.5, soit une section de mesures hydrauliques toutes les 2 largeurs à 12 largeurs de cours d'eau. Les sections intermédiaires sont référencées avec un nombre demi entier. Ainsi, S0.5 correspond à la section intermédiaire au tronçon élémentaire S0-S1. Certains tronçons ne comprendront pas de section intermédiaire à cause de problème lié à la mesure ADCP (trop profond pour une traversée à pied, ou trop peu profond pour une mesure correcte). Pour chaque tronçon élémentaire, on aura donc  $N_t = 1$  lorsqu'une section intermédiaire est disponible, ou  $N_t = 0$  sinon. Nous sommes donc dans un cas très similaire à ceux rapportés par Yotsukura & Cobb (1972) ainsi que Seo et al. (2006;2016), bien qu'une section intermédiaire de mesures hydrauliques soit considérée en plus pour augmenter la précision de la caractérisation hydraulique de l'écoulement.



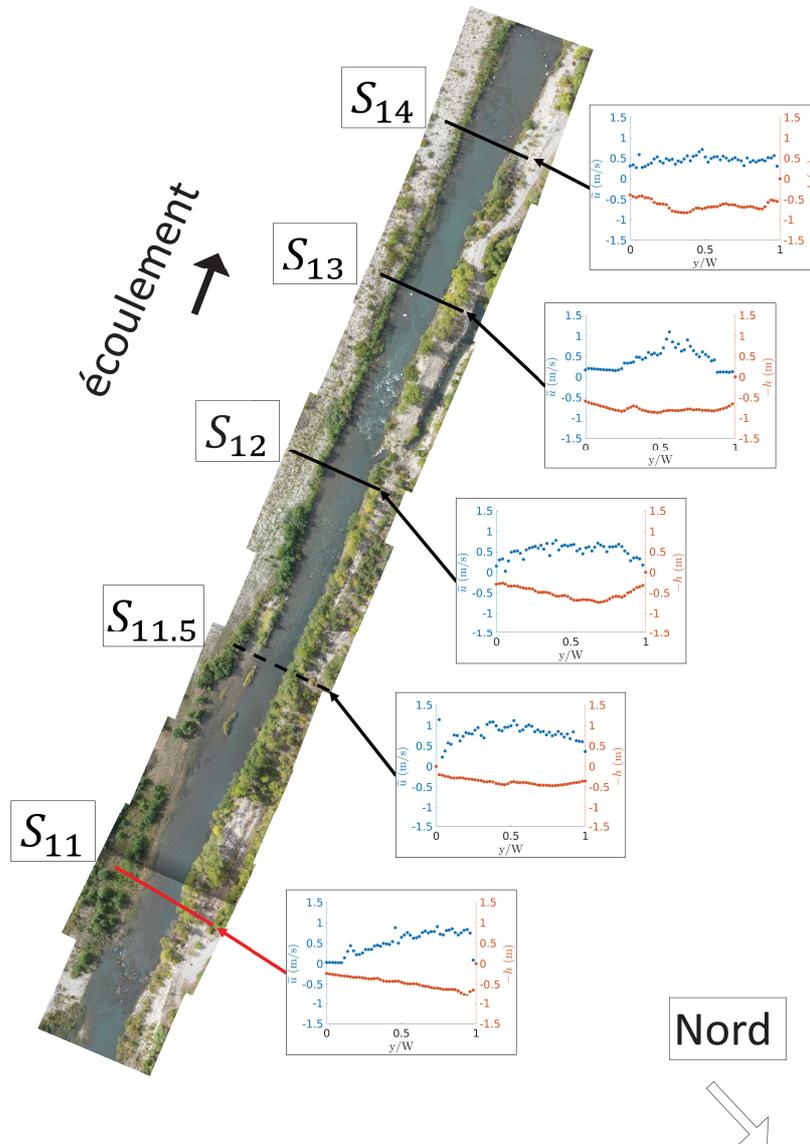
(a)



(b)



(c)



(d)

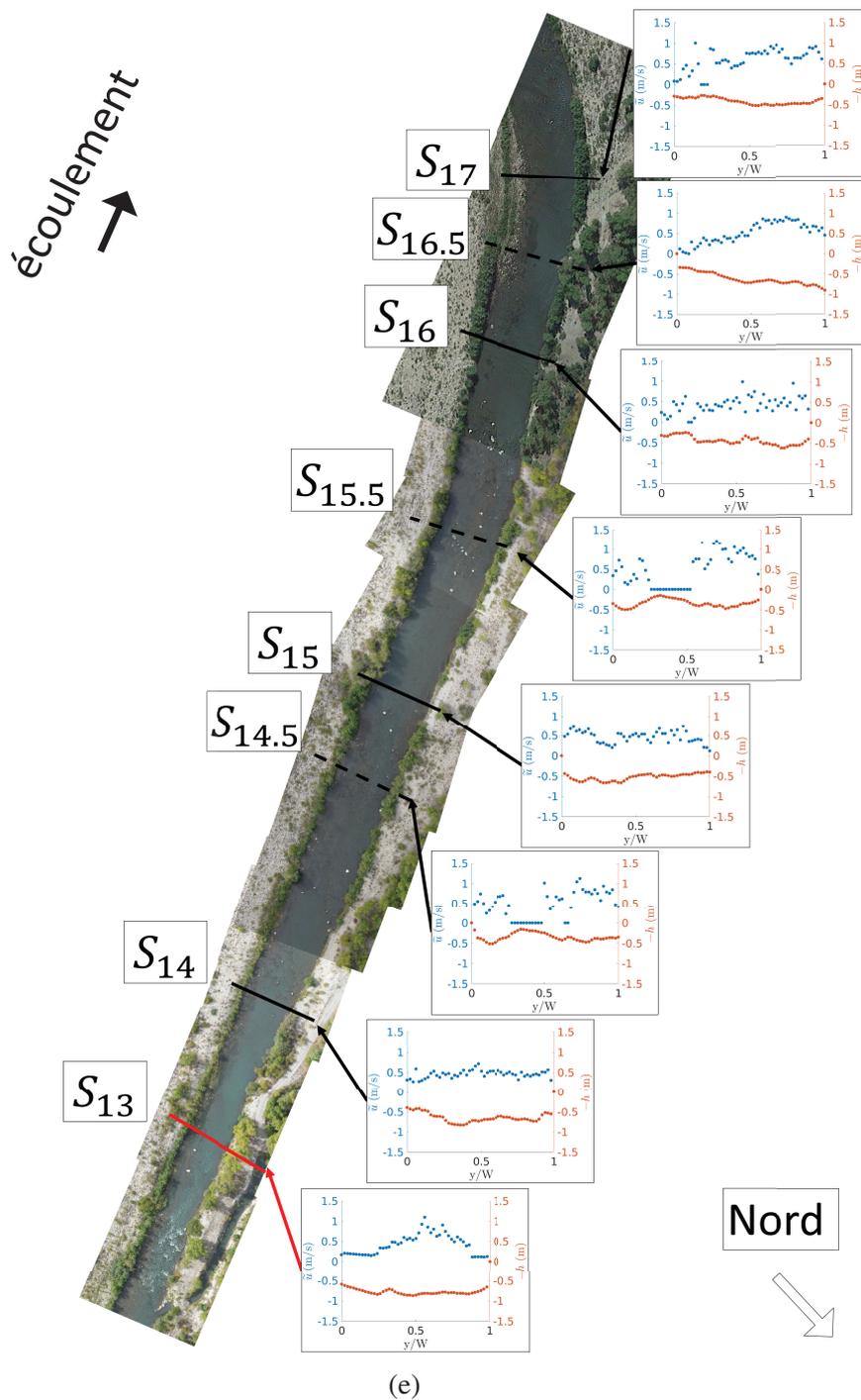


FIGURE 4.2 – Représentation des différentes zones d’injection et leurs tronçons correspondant : (a) zone d’injection A, injection en S0, (b) zone d’injection B, injection en S4, (c) zone d’injection C, injection en S8, (d) zone d’injection D, injection en S11, (e) zone d’injection E, injection en S13. Les traits rouges continus correspondent aux sections d’injections, les traits noirs continus correspondent aux sections délimitant les tronçons élémentaires, et les traits noirs discontinus correspondent aux sections intermédiaires avec seulement des mesures hydrauliques. Les graphiques sur le côté du cours d’eau représentent les profils transverses de profondeur (en points rouges) et de vitesse longitudinale (en points bleus).

## 2.2 Description hydraulique

Les figures 4.2a, 4.2b, 4.2c, 4.2d, et 4.2e représentent les sections transverses délimitant les différents tronçons de la zone d'étude, ainsi que les sections intermédiaires. De plus, les profils transverses de profondeur d'eau  $h(y)$  (tracés en valeurs négatives  $-h(y)$ ) et de vitesse longitudinale  $\tilde{u}(y)$  sont représentés à chaque section en fonction de la distance transverse adimensionnée par la largeur au miroir  $y/W$ , avec la rive gauche comme référence ( $y/W = \eta = 0$ ). Ces profils permettent de rendre compte des variations longitudinales de la géométrie du cours d'eau. On peut remarquer sur ces figures que les sections S1.5, S3, S6 et S13, placées à l'amont d'une mouille, présentent une vitesse longitudinale pratiquement nulle au niveau d'une ou des deux berges, là où la profondeur, elle, n'est pas nulle. L'effet est le plus marqué à la section S1.5, où la vitesse longitudinale  $\tilde{u}$  est nulle sur environ 1/4 de la largeur de la rivière, à proximité de chaque berge. Ces zones de vitesse négligeable correspondent ici à deux larges zones de recirculation liées à la rapide expansion du cours d'eau (verticalement et horizontalement). La section 11, positionnée à l'aval d'un radier court (cf. figure 4.2d), présente quant à elle une topographie très asymétrique, où la profondeur et la vitesse longitudinale augmentent progressivement d'une berge à l'autre. Ces sections correspondent par ailleurs à celles avec un coefficient  $\psi$  élevé (cf. colonne 6 du tableau 4.2).

Ensuite, les grandeurs caractéristiques moyennes de chaque section ( $U$ ,  $H$ ,  $W$ ,  $\psi$ , et  $z_s$ ) sont calculées en moyennant transversalement les profils transverses de vitesse longitudinale  $\tilde{u}$  et de profondeur d'eau  $h$ , et sont rassemblées dans le tableau 4.2. Un problème de donnée a rendu la mesure hydraulique effectuée à la section S2 inutilisable. Ces grandeurs varient fortement d'amont en aval, notamment avec la présence de zones de forte pente représentées par les fortes diminutions de l'altitude de la surface libre  $z_s$  (cf. figure 4.3).

Enfin, les différents paramètres adimensionnels moyens, i.e. le rapport d'aspect moyen  $(W/H)_m$ , le coefficient de frottement moyen  $\lambda_m$ , le coefficient de non-uniformité moyen  $\beta_m$ , et le facteur de forme moyen  $\psi_m$ , sont calculés en pondérant les grandeurs par section par les distances entre les sections (cf. Eq. (3.2)) de chaque tronçon élémentaire. Ces grandeurs moyennées spatialement sont rassemblées dans le tableau 4.4. Le tronçon S1-S2, qui est une mouille, n'est donc caractérisé hydrauliquement que par les sections S1 et S1.5. Cette dernière n'est positionnée qu'à 15 m à l'amont de S2. Les paramètres varient fortement suivant les différents tronçons, avec des valeurs de  $\beta_m$  et  $\lambda_m$  fortes dans les zones de radier (i.e. S2-S3, S5-S6, et S12-S13), et très faibles dans les zones de mouilles (i.e. S1-S2, S4-S5, S7-S8, et S13-S14). Par ailleurs, le rapport d'aspect moyen  $(W/H)_m$  au sein des tronçons varie entre 15 et 57 (cf. figure 4.4c). Sa valeur est généralement plus faible à l'aval des radiers (S1-S2, S5-S6 et S12-S13) à cause de la diminution de la largeur au miroir (cf. figure 4.4c), et l'augmentation de la profondeur d'eau dans ces zones (cf. figure 4.3b).

Les incertitudes relatives de chaque paramètre adimensionnel ( $u_{(W/H)_m}$ ,  $u_{\lambda_m}$ , et  $u_{\beta_m} = u_{K_m}$ ) calculées à partir de notre caractérisation hydraulique de l'écoulement à  $N_t = 0$  ou 1 (cf. section 5.1 du chapitre 3), sont données pour chaque tronçon dans le tableau 4.5. L'incertitude sur la profondeur d'eau moyenne  $H_m$  est d'environ 3%, tandis que celle sur la vitesse longitudinale moyenne  $U_m$  vaut environ 9%, ce qui reste assez faible. En revanche, l'incertitude sur le coefficient de frottement moyen  $\lambda_m$  est plus importante et peut aller jusqu'à 340% de sa valeur dans les zones de mouilles (tronçon S1-S2, S7-S8, et S13-S14). De même, les incertitudes sur la valeur du paramètre de non-uniformité  $\beta$ , sont aussi très élevées dans ces zones de mouilles

(jusqu'à plus de 470% de sa valeur dans le tronçon S1-S2). Les incertitudes sur ces paramètres sont principalement portées par la mesure GPS de l'altitude de la surface libre qui, dans ces zones, varie très peu (de l'ordre de l'incertitude de mesure) entre l'amont et l'aval du tronçon.

TABLE 4.2 – Grandeurs hydrauliques moyennes à chaque section de mesures. La distance longitudinale  $x$  est définie depuis la section S0 à  $x = 0$  m.  $W$  représente la largeur au miroir à chaque section,  $H$ ,  $U$ , et  $\psi$  sont respectivement la profondeur d'eau moyenne, la vitesse moyenne, et le facteur de forme moyen (cf. Eq. (2.38), chapitre 2) de chaque section transverse, calculé par intégration des profils de profondeur d'eau  $h(y)$  et de vitesse longitudinale moyennée sur la verticale  $\tilde{u}(y)$ . Enfin,  $z_s$  est l'altitude de la surface libre à chaque section, mesurée au DGPS.

section	$x$ (m)	$W$ (m)	$H$ (m)	$U$ (m)	$\psi$	$z_s$ (m)
0	0	14.0	0.76	0.47	1.18	560.520
0.5	34	10.1	0.49	1.01	1.20	560.310
1	101	13.6	0.49	0.76	1.77	559.795
1.5	141	15.7	1.04	0.27	2.78	559.791
3	306	10.8	1.21	0.36	1.89	558.865
3.5	337	18.8	0.72	0.35	1.13	558.865
4	371	18.7	0.59	0.43	1.15	558.861
5	444	20.9	0.40	0.55	1.26	558.549
6	544	14.1	0.83	0.43	2.03	557.370
7	629	16.5	1.20	0.23	1.46	557.355
8	762	28.7	0.44	0.37	1.47	557.349
8.5	820	16.1	0.53	0.58	1.86	557.190
9	863	17.0	0.77	0.32	1.79	557.171
9.5	901	19.8	0.50	0.48	1.44	557.156
10	980	22.0	0.44	0.39	1.83	557.061
10.5	1010	20.9	0.57	0.37	1.16	556.977
11	1077	19.3	0.46	0.52	2.13	556.623
11.5	1210	14.8	0.37	0.80	1.22	556.383
12	1307	18.0	0.51	0.52	1.53	555.938
13	1400	16.1	0.77	0.43	1.50	555.027
14	1465	17.3	0.64	0.46	1.19	555.014
14.5	1588	23.2	0.34	0.48	1.73	554.664
15	1626	22.3	0.52	0.47	1.18	554.514
15.5	1700	23.1	0.34	0.50	1.69	554.350
16	1780	24.3	0.44	0.43	1.39	554.000
16.5	1822	13.4	0.61	0.52	1.70	553.910
17	1859	18.0	0.40	0.59	1.46	553.867

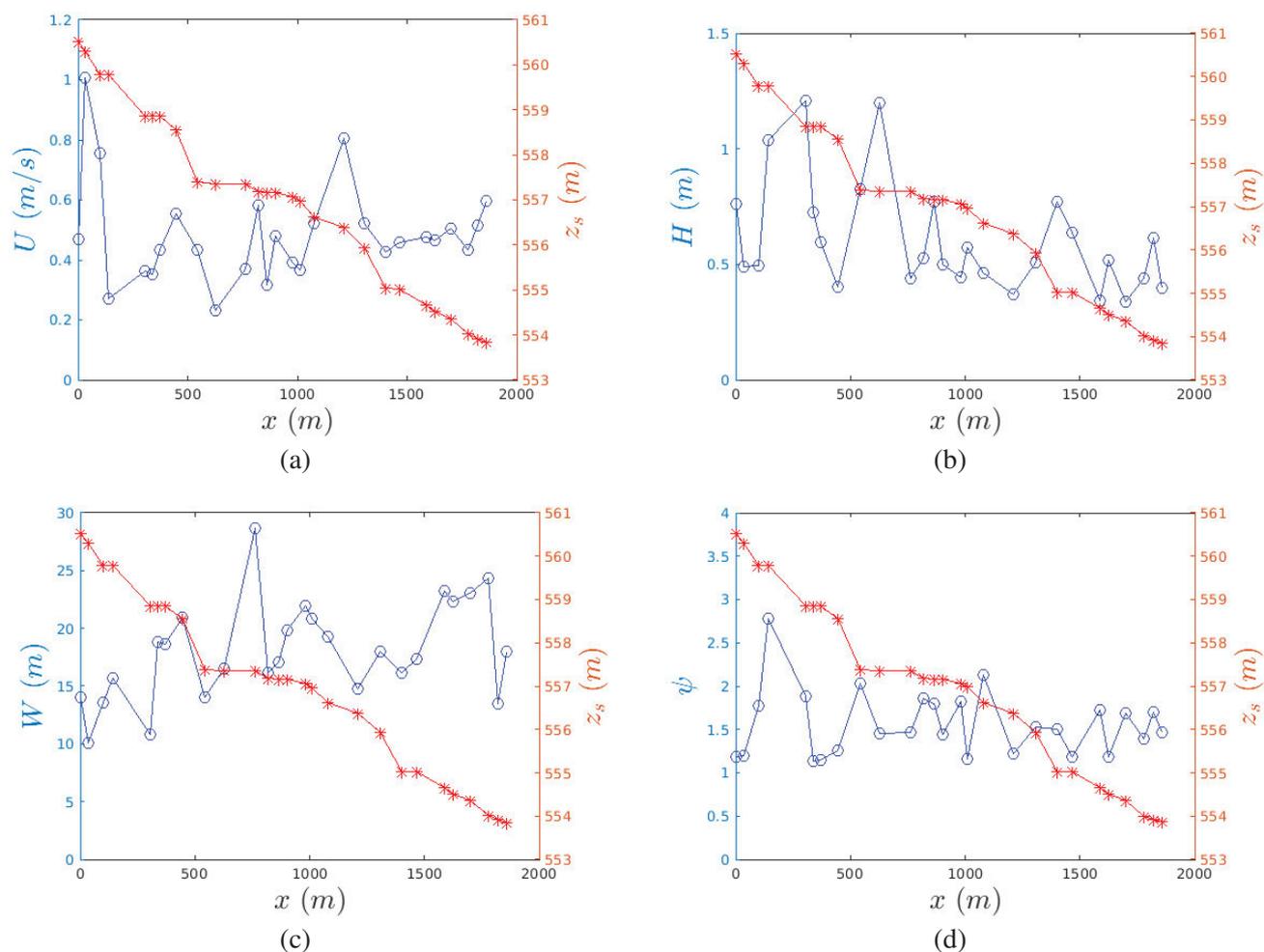


FIGURE 4.3 – Variations longitudinales des grandeurs hydrauliques moyennes par section : (a) la vitesse longitudinale moyenne  $U$ , (b) la profondeur d'eau moyenne  $H$ , (c) la largeur au miroir  $W$ , (d) le facteur de forme  $\psi$ . L'altitude  $z_s$  de la surface libre est représentée sur chaque graphique pour comparaison, où les fortes variations de  $U$  et  $H$  sont situées près des zones de fortes diminution de  $z_s$  (zones radier-mouille).

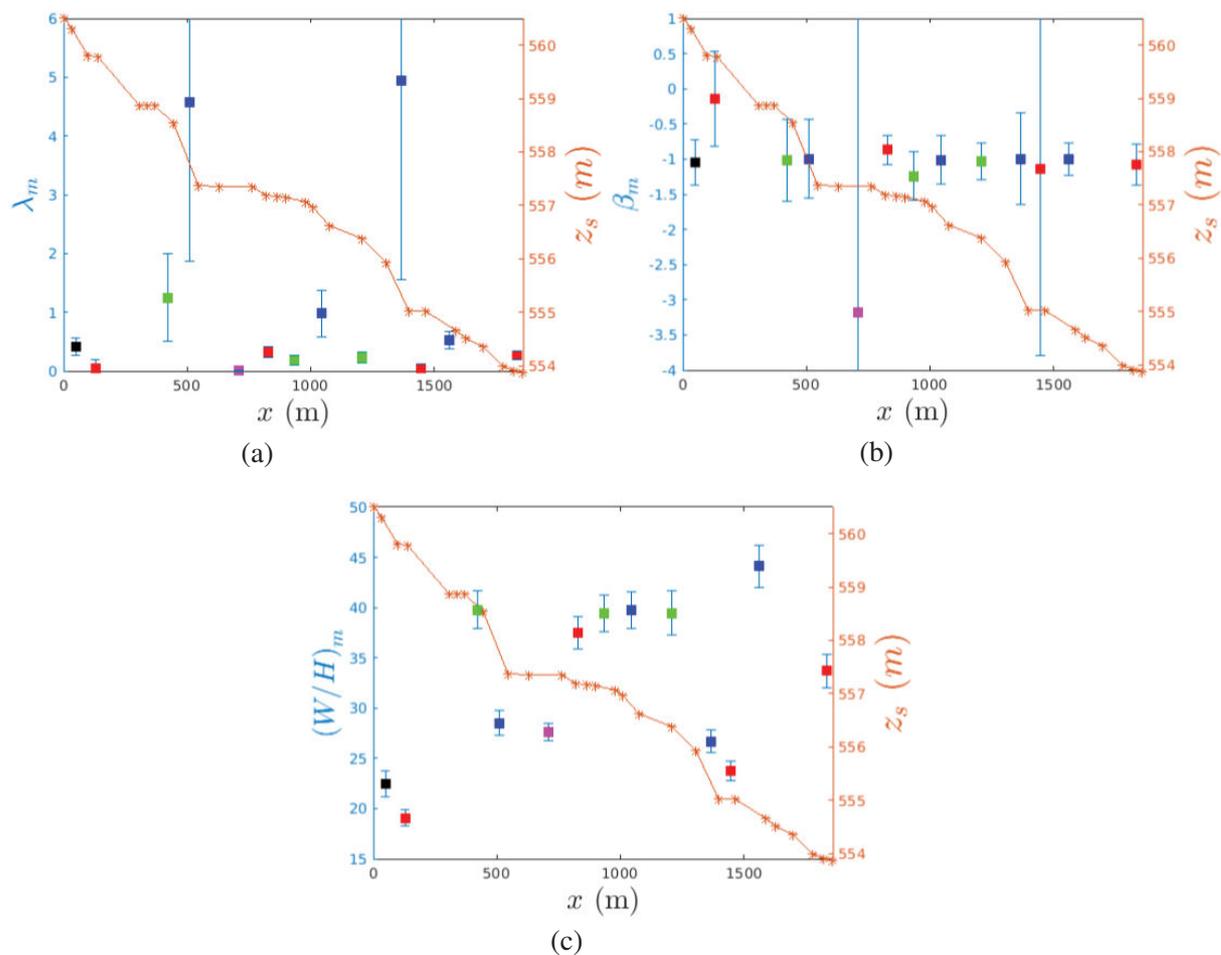


FIGURE 4.4 – Variation longitudinale du : (a) coefficient de frottement moyen  $\lambda_m$ , (b) coefficient de non-uniformité longitudinale moyen  $\beta_m$ , (c) rapport d’aspect moyen  $(W/H)_m$ . Chaque point correspond à la valeur déterminée dans un tronçon. Les barres d’erreurs (verticale) sont déterminées grâce au calcul d’incertitude défini à la section 5.1. L’altitude de la surface libre est aussi tracée pour rendre compte des valeurs des paramètres par rapport à sa variation longitudinale. Les couleurs correspondent au type de faciès rencontré au sein des tronçons : noir = rapides, rouge = mouilles, vert = plat courant, bleu = radiers, magenta = plat lentique.

### 3 Résultats des expériences de traçage

#### 3.1 Mesure du coefficient de mélange

Pour chacune des expériences de traçage réalisées dans le but de déterminer le coefficient de mélange transverse moyen de chacun des 17 tronçons élémentaires, les mesures de fluorescence sur deux sections de mesure de concentration successives sont obtenues en suivant la procédure du chapitre 3 (cf. section 3). Un exemple de deux profils transverses de dosage mesurés simultanément aux sections S12 et S13, depuis une injection au centre de la section S11, est tracé sur la figure 4.5a. Ces profils transverses sont utilisés pour l’ajustement du modèle de mélange 1D (cf. section 3.1.2). On teste alors plusieurs valeurs de facteur de diffusion  $B$  (et de position

d'injection  $\eta_0$ ), pour trouver le couple de valeurs qui minimise l'écart au carré entre le profil calculé par le modèle et le profil mesuré. Le tableau 4.3 rassemble les résultats d'ajustement du modèle 1D de mélange pour le facteur de diffusion  $B$  et indique le coefficient de corrélation entre les profils transverses de dosage ajustés et mesurés. Ce dernier indique que dans la plupart des cas, l'ajustement est satisfaisant. Seul le tronçon S5-S6, correspondant à un radier, possède une valeur de  $R^2$  faible ( $\approx 0.5$ ).

TABLE 4.3 – Résultats des ajustements pour le facteur de diffusion  $B$  de chaque tronçon de la zone d'étude. Le coefficient de regression  $R^2$  est donné pour chaque cas.

Tronçon	$B$ ( $m^5/s^2$ )	$R^2$
S0S1	0.0061	0.99
S1S2	0.062	0.7
S2S3	-	-
S3S4	-	-
S4S5	0.0014	0.92
S5S6	0.0127	0.5
S6S7	-	-
S7S8	0.009	0.7
S8S9	0.0065	0.73
S9S10	0.0063	0.75
S10S11	0.0014	0.88
S11S12	0.0014	0.9
S12S13	0.0091	0.94
S13S14	0.006	0.8
S14S15	0.0018	0.85
S15S16	-	-
S16S17	0.0028	0.89

Des mesures à certaines sections sont doublées, notamment pour les sections S2, S3, S6, S7, S10, S13, S15 et S16 (cf. figures 4.2a, 4.2b, 4.2c, 4.2d, et 4.2e). Par exemple, le profil dosage à la section 12 est mesuré une première fois depuis une injection à la section S11, pour caractériser le tronçon S11-S12, et une deuxième fois afin de caractériser le tronçon S12-S13 (cf. figure 4.5b). L'accord entre les deux profils mesurés est très satisfaisant. Parmi les 17 tronçons élémentaires étudiés, seuls 13 ont pu être caractérisés de façon satisfaisante. En effet, malgré les précautions prises lors de la séparation la zone d'étude en cinq zone d'injection (A à E) dans le but de réduire les distances entre les sections d'injection et de mesure de concentration, et éviter le mélange complet (profil transverse de dosage quasiment homogène dans la section), le mélange est complet à partir de la section S3 dans la zone A. Ceci rend impossible la détermination du facteur de diffusion pour les tronçons S2-S3 et S3-S4. Une segmentation en 5 zones d'injections était donc insuffisante, et la zone A aurait idéalement due être découpée en deux zones consécutives. Par ailleurs, une erreur sur la mesure de concentration est survenue à la section S7 lors de l'injection à la section S4 afin de caractériser le tronçon S6-S7. Pour le tronçon S15-S16, les deux profils de dosage mesurés ne présentent pas de variations suffisantes pour appliquer le modèle 1D. Il n'a donc pas été possible de déterminer un facteur de diffusion  $B$  pour ces deux tronçons.

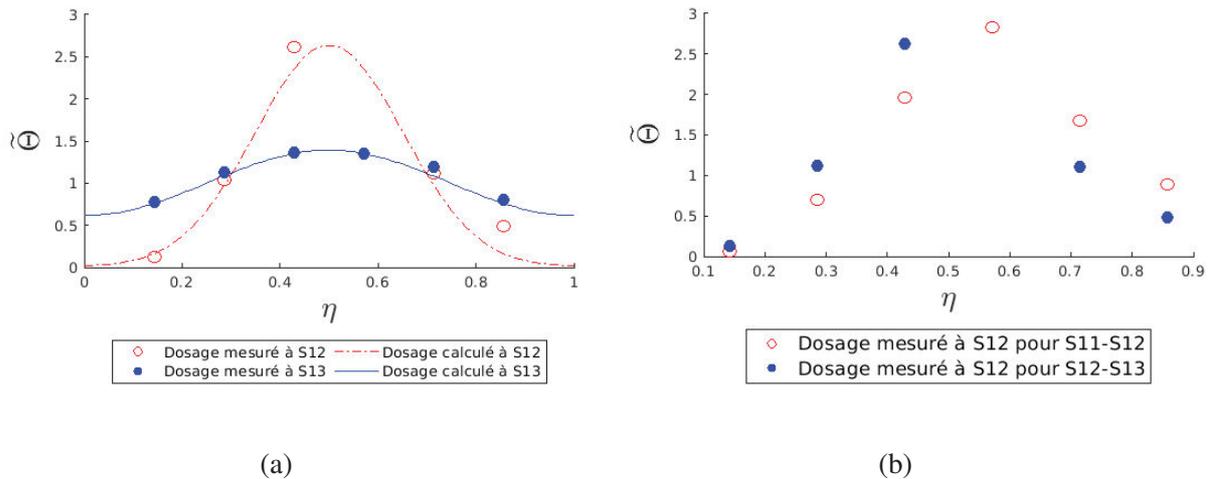


FIGURE 4.5 – Exemple de profils transverses de dosage mesurés dans la Durance : (a) ajustement du modèle de mélange 1D sur le profil de dosage mesuré à la section S12 à partir de la section d’injection S11 pour déterminer le facteur de diffusion  $B_{11,12}$ , puis ajustement du modèle sur le profil de dosage mesuré à la S13 à partir du profil calculé à la section S12 pour déterminer  $B_{12,13}$ , (b) reproductibilité de la mesure de profil de dosage à la section S12 lors de la caractérisation des tronçons S11-S12 et S12-S13.  $\tilde{\Theta}$  est le dosage adimensionnel, et  $\eta$  est la coordonnée transverse de débit cumulé.

L’évolution longitudinale du facteur de diffusion est représentée dans la figure 4.6a. Celui-ci varie entre  $0.0014 \text{ m}^5/\text{s}^2$  aux tronçons S4-S5, S10-S11, et S11-S12, et  $0.06 \text{ m}^5/\text{s}^2$  au tronçon S1-S2. On peut constater que les plus fortes valeurs de  $B$  se situent près des zones de transitions radier-mouille (zone à fort dénivelé, cf. figure 4.6a), cf. S1-S2, S5-S6, et S12-S13. Dans ces trois cas, les sections amont aval sont positionnées à l’amont et à l’aval du radier. Ainsi, ces tronçons contiennent une zone progressivement accélérée, la zone de radier, puis une partie de la zone de mouille où l’écoulement subit une forte décélération. Un radier à fort dénivelé suivi d’une expansion soudaine dans une mouille correspond aux fortes valeurs de  $B$ , et donc une efficacité du mélange du traceur plus importante. À partir d’une telle zone de transition, le facteur de diffusion semble graduellement décroître jusqu’à la prochaine transition.

Cette évolution du facteur de diffusion suivant le type de transition longitudinale est indépendante de notre caractérisation hydraulique, et l’incertitude sur  $B$  est plutôt faible grâce à des profils transverses de dosage mesurés de bonne qualité. Pour tenter d’expliquer ces valeurs, nous déterminons d’abord le coefficient de mélange transverse  $E_y = B/(\psi_m U_m H_m^2)$  grâce aux mesures hydrauliques, puis le coefficient adimensionnel  $E_y/(H_m U_{*m})$  généralement donné dans la littérature. Les résultats sont synthétisés dans le tableau 4.4. Les valeurs de  $E_y$  varient entre  $0.008 \text{ m}^2/\text{s}$  aux tronçons S10-S11 et S11-S12, et  $0.09 \text{ m}^2/\text{s}$  au tronçon S1-S2. Les valeurs de  $E_y/(H_m U_{*m})$  varient entre 3.5 au tronçon S7-S8 et 0.1 au tronçon S10-S11. Les valeurs de  $E_y$ , et surtout celles de  $E_y/(H_m U_{*m})$  ont une incertitude de mesure plus importante que celles du facteur de diffusion  $B$ . Néanmoins, la tendance précédemment observée pour  $B$  est retrouvée pour  $E_y$ . Le coefficient de mélange transverse  $E_y$  est plus grand dans les zones de transition radier-mouille, et peut être jusqu’à 9 fois plus grand (tronçon S1-S2) que la valeur la plus faible trouvée dans les zones de où la pente de surface libre est plutôt constante (tronçons S0-S1, S4-S5, S10-S11, S11-S12, S14-S15). Le coefficient de mélange transverse adimensionnel  $E_y/(H_m U_{*m})$  est

---

quant à lui plus grand dans les zones de très faible dénivelé (i.e. S7-S8 et S13-S14) de type plat courant.

À l'instar des incertitudes sur les valeurs du coefficient de frottement  $\lambda_m$ , celles sur les valeurs du coefficient de mélange transverse adimensionnel  $E_y/(H_m U_{*m})$  peuvent être très grandes dans les zones de mouilles (jusqu'à 170% de sa valeur pour le tronçon S1-S2).  $E_y/(H_m U_{*m})$  est néanmoins grand dans les tronçons S7-S8 ( $E_y/(H_m U_{*m}) = 3.41$  avec une incertitude absolue de  $\approx 2.5$ , soit  $E_y/(H_m U_{*m}) > 0.9$ ), et S9-S10 ( $E_y/(H_m U_{*m}) = 1$  avec une incertitude absolue de  $\approx 0.45$ , soit  $E_y/(H_m U_{*m}) > 0.55$ ), soit plus élevés que dans les études en laboratoire. Les autres fortes valeurs de  $E_y/(H_m U_{*m})$  (i.e. pour les tronçons S1-S2 et S13-S14) ont des incertitudes bien trop élevées pour permettre de conclure. À défaut de pouvoir faire mieux, les tendances entre le coefficient de mélange transverse et les différents paramètres hydrauliques sont tout de même analysées.

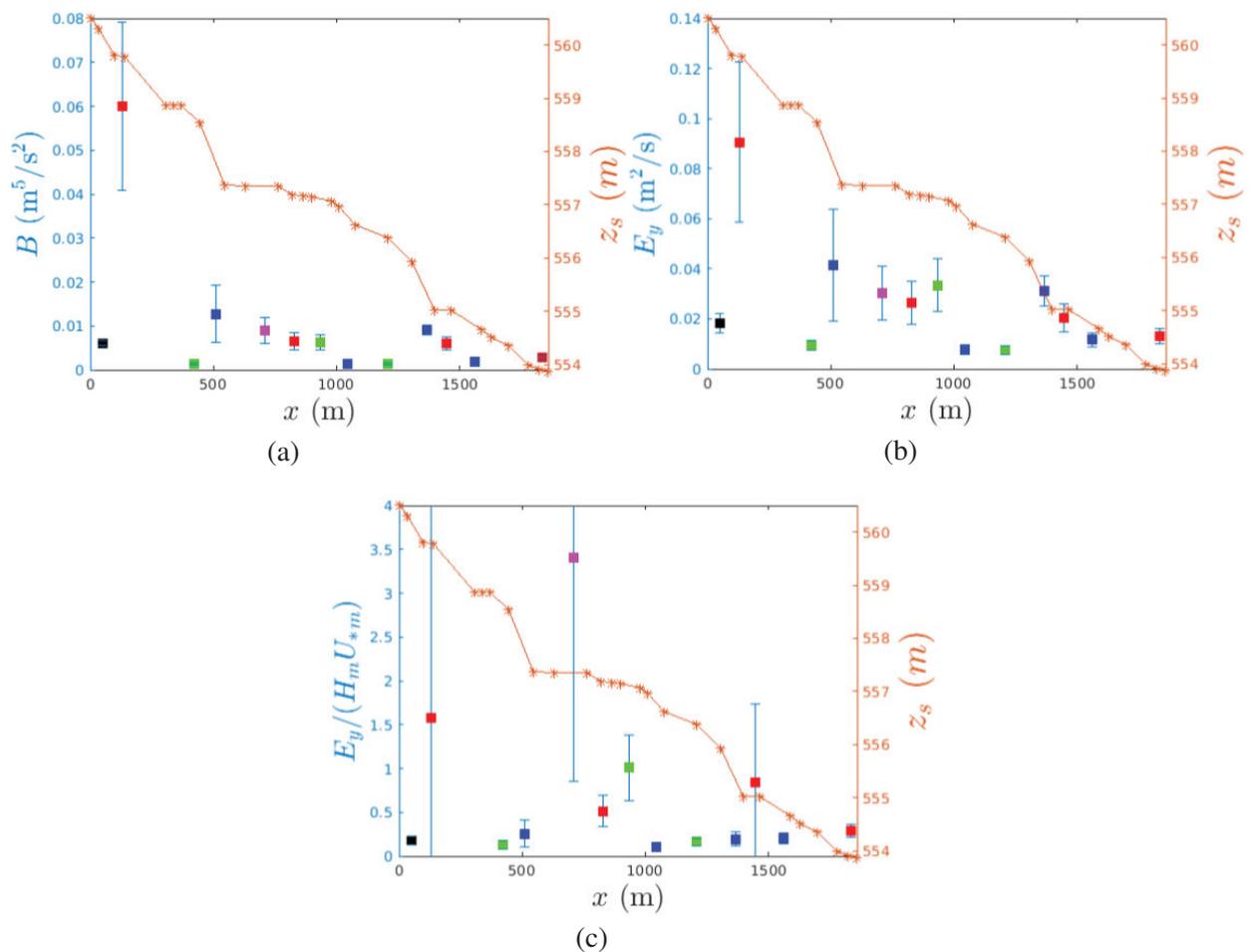


FIGURE 4.6 – Variation longitudinale du : (a) facteur de diffusion  $B$ , (b) coefficient de mélange transverse  $E_y$ , (c) du coefficient de mélange transverse adimensionnel  $E_y/(H_m U_{*m})$ . Chaque point correspond à la valeur déterminée dans un tronçon. Les barres d’erreurs (verticale) sont déterminées grâce au calcul d’incertitude défini à la section 5.1. L’altitude de la surface libre est aussi tracée pour rendre compte des valeurs des paramètres par rapport à sa variation longitudinale. Notamment, les zones de fortes variations de pente de la surface correspondent aux fortes valeurs de  $B$ , impliquant que les transitions de type radier-mouille sont plus efficace pour mélanger le traceur. Les couleurs correspondent au type de faciès rencontré au sein des tronçons : noir = rapides, rouge = mouilles, vert = plat courant, bleu = radiers, jaune = chenal sinueux

### 3.2 Influence des paramètres hydrauliques

Le coefficient  $E_y/(H_m U_{*m})$  semble varier de façon inverse à  $\lambda_m$  (cf. figure 4.7a). On observe ainsi que le coefficient de mélange transverse adimensionnel  $E_y/(H_m U_{*m})$  diminue lorsque  $\lambda_m$  augmente. On trouve alors les fortes valeurs de  $E_y/(H_m U_{*m})$  lorsque  $\lambda_m$  est faible. Il n’apparaît aucune relation évidente entre la valeur de  $(W/H)_m$  et les faciès ou les autres paramètres, notamment  $E_y/(H_m U_{*m})$  (cf. figure 4.7b).

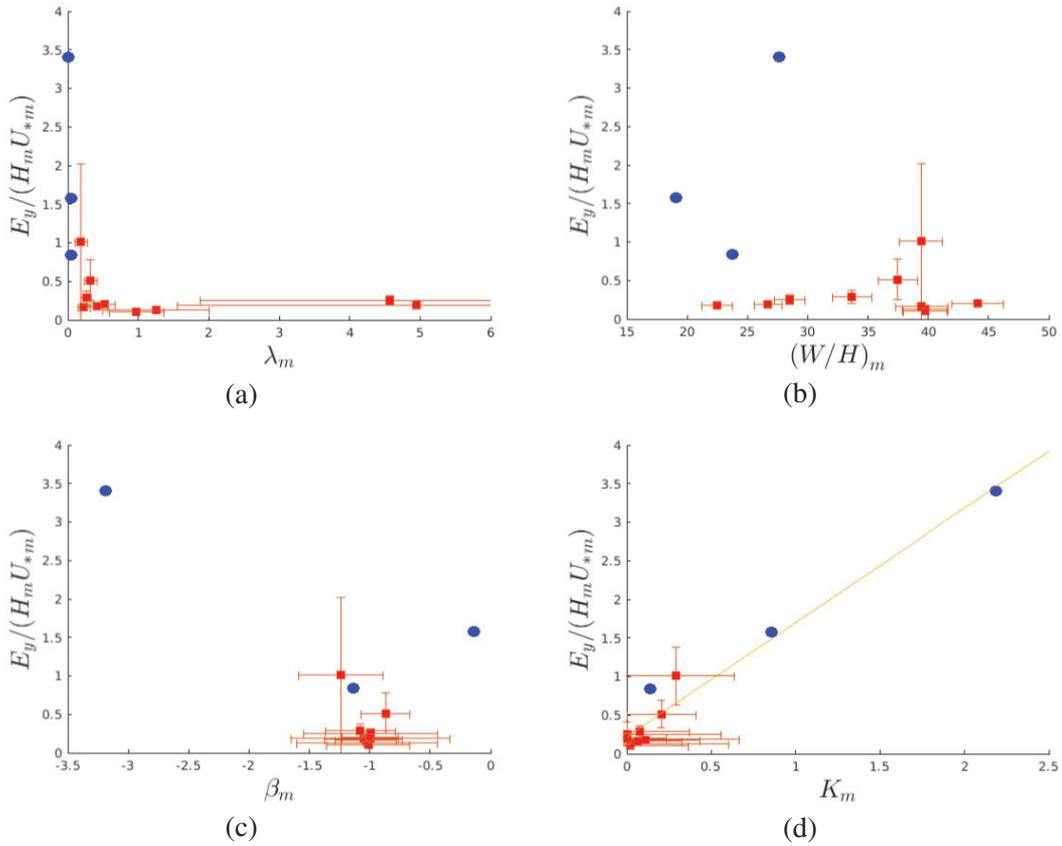


FIGURE 4.7 – Coefficient de mélange transverse adimensionnel  $E_y/(H_m U_{*m})$  mesurés au sein de chaque tronçon en fonction du : (a) coefficient de frottement  $\lambda_m$ , (b) rapport d’aspect  $(W/H)_m$ , (c) coefficient de non-uniformité  $\beta_m$ , (d) coefficient de non-uniformité  $K_m$ . Les résultats pour lesquels les incertitudes de mesures sur  $E_y/(H_m U_{*m})$  sont trop importantes (tronçons S1-S2, S7-S8, et S13-S14) sont représentés en bleus, sinon ils sont représentés avec leurs barres d’incertitudes (cf. tableau 4.5). La ligne en orange représente la droite de regression linéaire Eq. (4.2) ajusté sur les points rouges et bleus.

### 3.3 Influence de la non uniformité longitudinale

On considère ici le coefficient de non-uniformité  $\beta_m$ . Ce coefficient présente d’importantes variations longitudinales (cf. figure 4.4b), bien que les valeurs soient incertaines, notamment pour les fortes valeurs (jusqu’à 477 % pour le tronçon S1-S2). Pour rappel, l’écoulement est uniforme lorsque  $\beta_m = -1$ , accéléré lorsque  $\beta_m < -1$ , et décéléré lorsque  $\beta_m > -1$ . On constate que l’écoulement est décéléré dans le tronçon S1-S2 ( $\beta_m = -0.14$ ), alors qu’il est fortement accéléré dans les tronçons S3-S4 et S7-S8 (i.e. plat courant et plat lentique respectivement). Les fortes valeurs de non-uniformité ( $\beta_m$  s’éloignant nettement de  $-1$ ) sont liées aux très faibles valeurs du coefficient de frottement  $\lambda_m$  (cf. figure 4.8). Le coefficient de non-uniformité local  $\beta$  peut d’ailleurs être écrit explicitement sous la forme d’une fonction inversement proportionnelle au coefficient de frottement  $\lambda$  comme :

$$\beta = -\frac{J_s}{J_f} = -\frac{J_f \times \left(1 + \frac{U}{g} \frac{dU}{dx}\right)}{J_f} = -1 - \frac{HU}{U_*^2} \times \frac{dU}{dx} = -1 - \frac{8H}{U\lambda} \frac{dU}{dx} \quad (4.1)$$

où  $U_*^2 = gHJ_f$ , et  $J_f = J_s - (U/g) \times dU/dx$ .

En traçant le coefficient de mélange transverse adimensionnel  $E_y/(H_m U_{*m})$  en fonction du coefficient de non-uniformité  $\beta_m$  (cf. figure 4.7c), on constate que si on ignore les incertitudes de mesures sur  $\beta_m$ ,  $E_y/(H_m U_{*m})$  est plus grand lorsque l'écoulement est non uniforme ( $\beta_m$  s'éloigne de 1), et ce, que l'écoulement accélère ou décélère. Ce comportement laisse supposer que l'augmentation du coefficient de mélange transverse en présence de non-uniformité longitudinale est symétrique, et que l'on peut alors introduire un coefficient positif  $K = |\beta + 1|$ , et sa forme pondérée longitudinalement  $K_m$ , tel que  $E_y/(H_m U_{*m})$  augmente lorsque  $K_m$  augmente, malgré les incertitudes sur les grandes valeurs de  $K_m$ , cf. figure 4.7d. Ce coefficient est tout le temps positif sauf si l'écoulement est partout uniforme (dans ce cas il vaut  $K_m = 0$ ). Une relation peut être déterminée par régression linéaire comme :

$$\frac{E_y}{H_m U_{*m}} = 1.48K_m + 0.25, \text{ avec } R^2 = 96\% \quad (4.2)$$

Cette équation possède un coefficient de corrélation plutôt élevé ( $R^2 = 96\%$ ), mais est fortement influencée par les fortes valeurs (à  $K_m$  grand) pour lesquelles les valeurs sont plus incertaines. Elle présente néanmoins l'avantage d'expliquer simplement les fortes valeurs de  $E_y/(H_m U_{*m})$ .

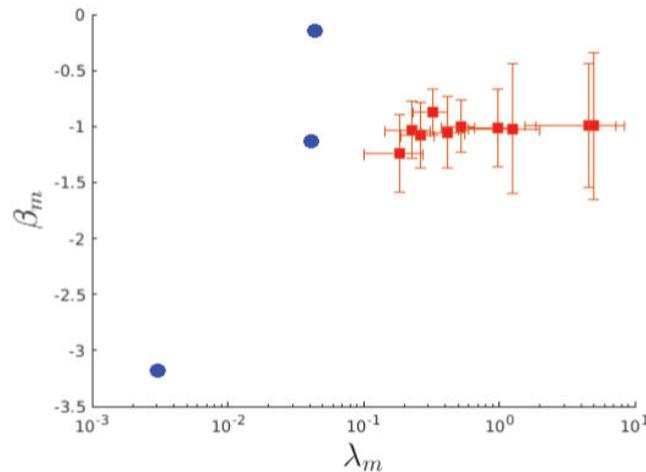


FIGURE 4.8 – Comparaison des valeurs de  $\lambda_m$  et de  $\beta_m$  sur les tronçons étudiés. Les fortes valeurs de  $\beta_m$  correspondent aux valeurs de  $\lambda_m$  très faibles, tandis que  $\beta_m \approx -1$  lorsque  $\lambda_m$  est grand.

## 4 Discussion

### 4.1 Comparaison avec la littérature

Les valeurs de  $E_y/(H_m U_{*m})$  obtenues d'après les expériences de traçage faites dans la Durance sont fortement variées, et varient entre 0.1 et 3.4. Les valeurs les plus élevées sont obtenues dans les zones où l'altitude de la surface libre varie peu, i.e. zones de mouilles à fond

sableux, et zone de plat lentique et plat courant à faible pente. La valeur de  $E_y/(H_m U_{*m})$  la plus élevée que l'on trouve dans la littérature vaut aussi 3.4, et est obtenue par Sayre & Yeh (1973) dans la rivière Missouri, pour un coefficient de frottement  $\lambda_m$  plutôt faible (i.e.  $\lambda_m \approx 0.014$  d'après les données rassemblées par Huai et al., 2018), alors qu'ici notre valeur de 3.4 est obtenue pour le tronçon S7-S8 avec un coefficient de frottement valant  $\lambda_m \approx 0.01$ , ce qui semble très cohérent.

Les résultats obtenues dans la Durance présentent une tendance similaire à celle observée dans les données de la littérature, i.e. le coefficient de mélange transverse adimensionnel diminue lorsque le coefficient de frottement augmente. Ces valeurs ne sont pas expliquées par les différentes lois empiriques (cf. Eqs. (2.63), (2.64), et (2.66)), qui sous-estiment toutes les valeurs du coefficient de mélange transverse adimensionnel lorsque  $E_y/(H_m U_{*m}) > 0.6$  (cf. figure 4.10a). Dans le cas où  $E_y/(H_m U_{*m}) < 0.6$ , ces lois empiriques prédisent des valeurs du même ordre de grandeur que celles mesurées. Néanmoins, leur efficacité dans cette gamme de valeurs reste très limitée (cf. figure 4.10b).

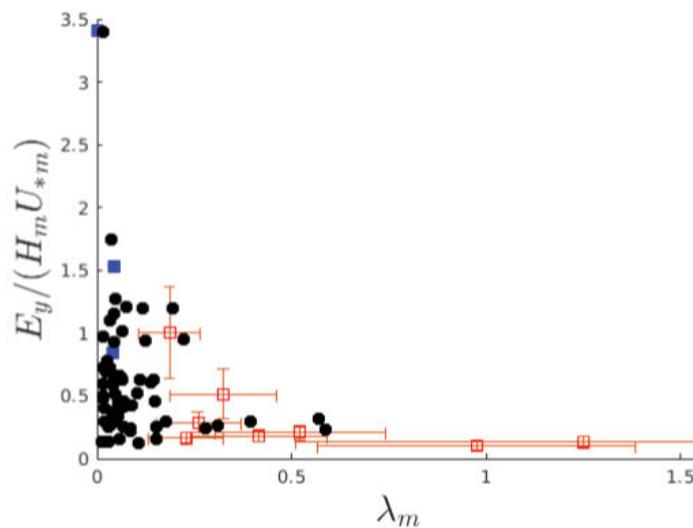


FIGURE 4.9 – Comparaison des valeurs de  $E_y/(H_m U_{*m})$  obtenues dans la Durance avec celles de la littérature, tracées en fonction du coefficient de frottement  $\lambda_m$ . Les points rouges avec les barres d'incertitudes représentent les valeurs du chapitre 4 pour lesquelles les incertitudes ne sont pas trop grandes, et les points bleus représentent celles avec une très grande incertitudes. Les points noirs représentent les données de la littérature rassemblées par Huai et al. (2018). Pour une meilleure visibilité, les points à fort  $\lambda_m > 1.5$  ne sont pas représentés

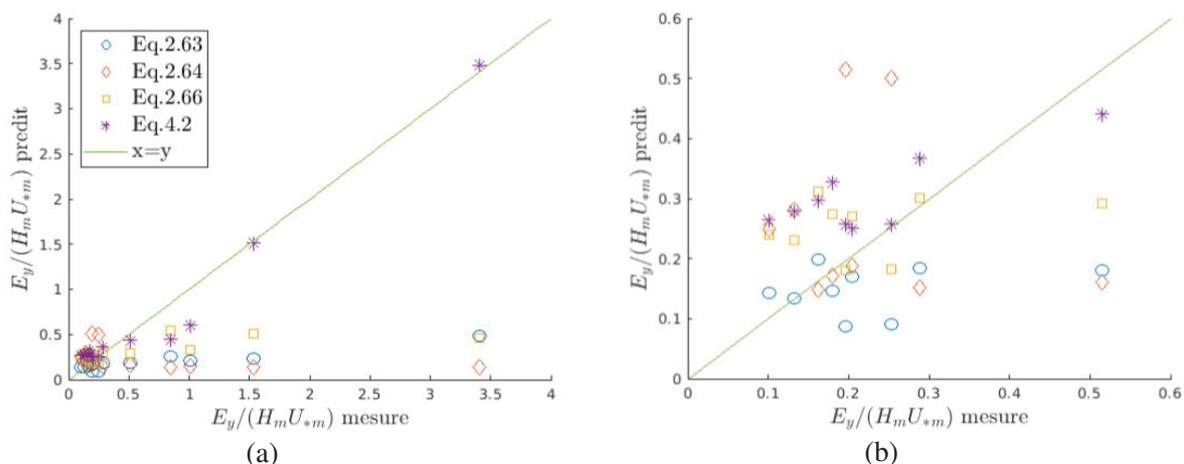


FIGURE 4.10 – Comparaison des valeurs de  $E_y/(H_m U_{*m})$  mesurées dans la Durance avec les valeurs prédites par les équations Eqs. (2.63), (2.64), et (2.66) de la littérature, (a) Vue d'ensemble, (b) Zoom sur les valeurs pour  $E_y/(H_m U_{*m}) < 0.6$ .

## 4.2 Influence du type de faciès et de la non-uniformité

Les plus fortes valeurs du facteur de diffusion  $B$  (et du coefficient de mélange  $E_y$ ) sont trouvées dans les tronçons de transitions rades-mouilles pour lesquelles l'écoulement est longitudinalement varié. Le coefficient de mélange transverse  $E_y$  (comme  $B$ ) décroît progressivement à l'aval d'une telle transition, jusqu'à la suivante.

Dans le but d'expliquer ce lien, nous avons tenté d'analyser les tendances entre le coefficient de mélange adimensionnel  $E_y/(H_m U_{*m})$  et les différents paramètres hydrauliques adimensionnels ( $\lambda_m$ ,  $(W/H)_m$ ,  $\beta_m$ , et  $K_m$ ). La tendance la plus simple à définir était entre  $E_y/(H_m U_{*m})$  et le paramètre de non-uniformité  $K_m$ , pour laquelle une simple régression linéaire est proposée (cf. Eq (4.2)). Ce paramètre est donc un bon candidat pour expliquer les fortes valeurs de la littérature. En effet, le paramètre de non-uniformité  $K_m$  est grand lorsque l'écoulement est non uniforme, et d'autant plus que le coefficient de frottement est faible. L'ajustement est bon sur toute la gamme de  $K_m$ , malgré les fortes incertitudes de mesures. Dans les zones uniformes, le coefficient de mélange transverse prédit vaut  $E_y/(H_m U_{*m}) = 0.22$ , ce qui est cohérent avec l'ordre de grandeurs des valeurs obtenues en laboratoire (pour lesquelles la condition d'uniformité longitudinale est vérifiée). Néanmoins, la détermination de l'Eq. (4.2) est basée sur 13 valeurs de notre zone d'étude, avec des incertitudes non négligeables. Il est donc nécessaires de conduire des études supplémentaires dans le but de vérifier sa validité.

## 4.3 Conclusion

La précision des estimations des paramètres  $\lambda_m$ ,  $\beta_m$  et  $K_m$  est limitée par la précision du DGPS employé pour mesurer l'altitude de la surface libre. Les fortes incertitudes sont donc trouvées dans les zones de très faible dénivelé, i.e. dans les mouilles. Par ailleurs, les tronçons mesurent entre 55 m (S1-S2) et 230 m (S11-S12) de long. Les résolutions longitudinales de caractérisation hydraulique différentes vont de  $\Delta x/W_m = 2.3$  (S16-S17) à  $\Delta x/W_m = 6.9$ , et valant en moyenne  $\Delta x/W_m \approx 4$ . Ainsi en moyenne, les sections transverses de mesures hydrauliques

---

sont espacées d'environ quatre largeurs de cours d'eau. Cette grande variation de la résolution longitudinale, met en doute la qualité de nos estimations des caractéristiques hydraulique moyennes ( $H_m$ ,  $U_m$ , etc.) de l'écoulement de chaque tronçon, et surtout notre capacité à comparer les valeurs de  $E_y/(H_m U_{*m})$ ,  $\lambda_m$ ,  $\beta_m$ , et  $K_m$ , d'un tronçon à un autre. De plus, un calcul d'incertitudes révèlent que celles-ci peuvent être importantes, notamment sur la valeur de  $\lambda_m$ ,  $\beta_m$  ainsi que  $E_y/(H_m U_{*m})$ . Nos résultats semblent en bon accord avec les données de la littérature, bien que les formulations empiriques existantes soient incapables de reproduire nos valeurs (notamment les fortes valeurs).

À partir d'une méthodologie classique de la littérature, nos mesures confirment la grande variabilité longitudinale du coefficient de mélange transverse  $E_y$  et de sa forme adimensionnelle  $E_y/(H_m U_{*m})$  dans une rivière de piémont. Celle-ci semble en partie expliquée par les incertitudes de mesures, bien que certains cas montrent des variations au delà des incertitudes de mesures. Afin d'améliorer la relation proposée, cf. Eq. (4.2), nous nous proposons d'analyser l'influence de la résolution longitudinale des mesures hydrauliques sur les grandeurs caractéristiques moyennes estimées dans les tronçons considérés. Une deuxième campagne de mesure, présentée au chapitre suivant, a été réalisée dans cet objectif.

TABLE 4.4 – Valeurs du coefficient de mélange transverse  $E_y$  et adimensionnel  $E_y/(H_m U_{*m})$  déterminées pour chaque tronçon, et les paramètres hydrauliques adimensionnels correspondants. Avec  $\lambda_m$  le coefficient de frottement moyen,  $(W/H)_m$  le rapport d'aspect moyen,  $\beta_m$  et  $K_m$  les paramètres de non-uniformité moyen, et  $\psi_m$  le facteur de forme moyen.

Tronçon	$(W/H)_m$	$\lambda_m$	$\beta_m$	$K_m$	$\psi_m$	$E_y$ (m <sup>2</sup> /s)	$E_y/(H_m U_{*m})$
S0-S1	22	0.42	-1.05	0.05	1.38	0.018	0.18
S1-S2	19	0.04	-0.14	0.86	2.27	0.0876	1.50
S2-S3	12	0.86	-1.00	0.00	2.33	-	-
S3-S4	22	0.01	-3.72	2.73	1.32	-	-
S4-S5	40	1.25	-1.02	0.02	1.21	0.009	0.13
S5-S6	29	4.57	-0.99	0.01	1.65	0.041	0.25
S6-S7	15	0.11	-0.69	0.31	1.74	-	-
S7-S8	28	0.003	-3.18	2.18	1.46	0.030	3.41
S8-S9	37	0.32	-0.87	0.13	1.73	0.026	0.51
S9-S10	39	0.19	-1.24	0.24	1.63	0.033	1.01
S10-S11	40	0.98	-1.01	0.01	1.60	0.008	0.10
S11-S12	39	0.23	-1.03	0.03	1.55	0.008	0.16
S12-S13	27	4.95	-1.00	0.00	1.51	0.031	0.20
S13-S14	27	0.04	-1.14	0.14	1.34	0.020	0.85
S14-S15	44	0.52	-1.00	0.00	1.46	0.012	0.20
S15-S16	57	0.47	-1.00	0.00	1.49	-	-
S16-S17	34	0.26	-1.08	0.08	1.56	0.013	0.29

TABLE 4.5 – Incertitudes relatives des paramètres hydrauliques, exprimées en % des valeurs mesurées, des coefficients de mélange dimensionnels  $E_y$  et adimensionnels  $E_y/(H_m U_{*m})$  déterminées pour chaque tronçon.

Tronçon	$u_{(W/H)_m}$	$u_{\lambda_m}$	$u_{\beta_m}$	$u_{\psi_m}$	$u_{E_y}$	$u_{E_y/(H_m U_{*m})}$
S0S1	6	35	31	12	20	27
S1S2	4	338	477	10	35	172
S2S3	4	49	46	10	-	-
S3S4	4	30	48	10	-	-
S4S5	5	60	57	11	21	36
S5S6	4	59	56	11	53	60
S6S7	4	145	201	10	-	-
S7S8	3	133	184	10	35	75
S8S9	4	28	24	11	33	35
S9S10	5	46	28	11	32	37
S10S11	5	40	34	12	23	30
S11S12	6	37	25	11	23	27
S12S13	4	69	66	10	19	38
S13S14	4	206	234	10	27	106
S14S15	5	28	23	12	25	28
S15S16	5	37	28	13	-	-
S16S17	5	28	27	11	22	26

# Chapitre 5

## Influence de la résolution longitudinale des mesures hydrauliques sur l'estimation de l'efficacité du mélange

### 1 Introduction

#### 1.1 Rappel du chapitre précédent

Les résultats des expériences de traçage conduites dans la Durance et présentées au chapitre 4, avec injection de Rhodamine WT au centre de l'écoulement ( $\eta_0 = 0.5$ ), révèlent d'une part de fortes valeurs du coefficient de mélange transverse adimensionnel  $E_y/(H_m U_{*m})$ , obtenues dans des tronçons presque droits (i.e. avec une sinuosité  $S_n \approx 1$ ). À l'instar des résultats en rivière dans la littérature, les valeurs obtenues dans la Durance sont d'une part cohérentes avec celles de la littérature en rivière, et bien plus élevées que celles obtenues en laboratoire. Il apparaît aussi que les plus fortes valeurs de  $E_y/(H_m U_{*m})$ , bien qu'incertaines, sont trouvées lorsque le coefficient de frottement est très faible, et ne sont pas expliquées par les lois empiriques de la littérature, cf. Eqs. (2.63), (2.64), et (2.66).

Dans le but d'expliquer les fortes valeurs obtenues sur le terrain, nous nous sommes intéressés à la non uniformité longitudinale de l'écoulement quantifiée par  $\beta_m$ . Ce coefficient caractérise le régime d'écoulement (accélééré  $\beta_m < -1$ , uniforme  $\beta_m = -1$ , et décélééré  $\beta_m > -1$ ), est très différent de  $-1$  dans les tronçons où le coefficient de frottement est faible et l'écoulement non uniforme longitudinalement. On trouve donc que  $E_y/(H_m U_{*m})$  est grand lorsque l'écoulement est non-uniforme, sans distinction entre accéléré et décélééré, et est faible lorsque  $\beta_m \neq -1$ . En supposant que l'augmentation est symétrique autour de la valeur de  $\beta_m = -1$ , nous avons introduit le paramètre  $K_m$ , défini comme la moyenne de  $K = |\beta + 1|$  pondérée par la distance entre les sections de mesures hydrauliques. Ce coefficient  $K_m$  est toujours positif en présence de non-uniformité, et nul si l'écoulement est uniforme. Une relation linéaire simple entre  $E_y/(H_m U_{*m})$  et le coefficient  $K_m$  sur la zone d'étude a été proposée au chapitre 4, cf. Eq. (4.2) et figure 4.7d.

---

## 1.2 Objectifs de ce chapitre

La relation Eq. (4.2) proposée au chapitre 4 semble ajuster particulièrement bien les 13 valeurs de  $E_y/(H_m U_{*m})$  à partir des valeurs de  $K_m$  mesurées dans la Durance en ignorant les incertitudes. Cependant, on peut noter que la longueur de ces 13 tronçons, et la résolution spatiale de caractérisation hydraulique de l'écoulement moyen en leur sein, sont fortement différentes. Avec  $\Delta x$  la distance entre deux sections consécutives de caractérisation hydraulique de l'écoulement (à l'ADCP ou à la perche transparente), la résolution longitudinale moyenne au chapitre 3 valait  $\Delta x/W_m = 4$ , et varie entre 2.3 et 7. C'est-à-dire qu'il y avait en moyenne une section de caractérisation hydraulique toutes les 4 largeurs du cours d'eau. Avec  $N_t$  comme le nombre de sections intermédiaires au sein des tronçons de mesure du mélange par traçage, il y avait  $N_t = 0$  ou  $N_t = 1$  dans les résultats du chapitre 3. Il n'est alors pas garanti que la valeurs des grandeurs hydrauliques moyennées ( $H_m$ ,  $U_m$ ,  $W_m$ , etc.), et donc aussi les valeurs de  $E_y$  et  $E_y/(H_m U_{*m})$ , soient représentatives de l'écoulement moyen au sein de chaque tronçon.

L'objectif principal de ce chapitre est donc de quantifier l'influence du choix de la résolution longitudinale utilisée pour caractériser l'écoulement moyen au sein d'un tronçon (estimer  $H_m$ ,  $U_m$ , etc., à partir de  $H$ ,  $U$ , etc.), et qui permettent d'estimer les valeurs de  $E_y$  et  $E_y/(H_m U_{*m})$ .

Par ailleurs, puisque les injections des expériences du chapitre 3 étaient effectuées au centre de l'écoulement ( $\eta_0 \approx 0.5$ ) et que la plupart des rejets industriels s'effectuent au niveau d'une berge ( $\eta_0 \approx 0$  ou 1), un objectif secondaire est d'évaluer l'influence de la position d'injection dans la section d'injection sur le facteur de diffusion  $B$  et donc sur  $E_y$  et  $E_y/(H_m U_{*m})$ .

## 1.3 Déroutement de la campagne de mesure

La deuxième campagne de mesure a eu lieu dans la Durance, du 30 juin au 01 juillet 2020 à La Saulce, au niveau de la zone E de la zone d'étude décrite précédemment (cf. figure 4.2e). Les expériences de traçage ont été réparties sur 2 jours et ont requis huit personnes pour accomplir les différentes tâches.

Pour cette campagne, 10 sondes de fluorimétrie étaient disponibles : 6 sondes Albillia, et 4 sondes TQ-tracers. Pour une meilleure résolution des profils transverses de dosage mesurés, nous avons choisi d'équiper chaque section de mesure de concentration avec les dix sondes à la fois, et ainsi, la concentration était mesurée au sein d'une seule section de mesure pour chaque injection. Pour chaque section de mesure de concentration, nous avons effectué trois injections de volumes contrôlés de rhodamine WT depuis la section d'injection amont : une au centre de l'écoulement ( $\eta_0 \approx 0.5$ ), et deux près des berges ( $\eta_0 \approx 0.2$  et  $\eta_0 \approx 0.8$ ). Les dix sondes de fluorimétrie ont été placées approximativement en travers de la section transverse à chaque 11<sup>ème</sup> du débit total. Leurs positions précises sont obtenues à partir des mesures hydrauliques à la perche transparente et des distances à la berge. Comme au chapitre précédent, les sondes Albillias étaient placées plutôt au centre de l'écoulement, et les TQ-tracers (saturant à plus faible concentration) plus près des berges. Après les trois injections, les dix sondes positionnées à une section de mesure étaient déplacées vers l'aval pour caractériser la section suivante tout en gardant la même section d'injection. Chaque section d'injection était ainsi conservée pour plusieurs expériences de traçage consécutives au sein d'une même journée. Les positions transverses des injections ( $\eta_0$ ) pouvaient légèrement varier de la valeur de consigne d'un traçage à l'autre, (cf. exemple de la section 3.7).

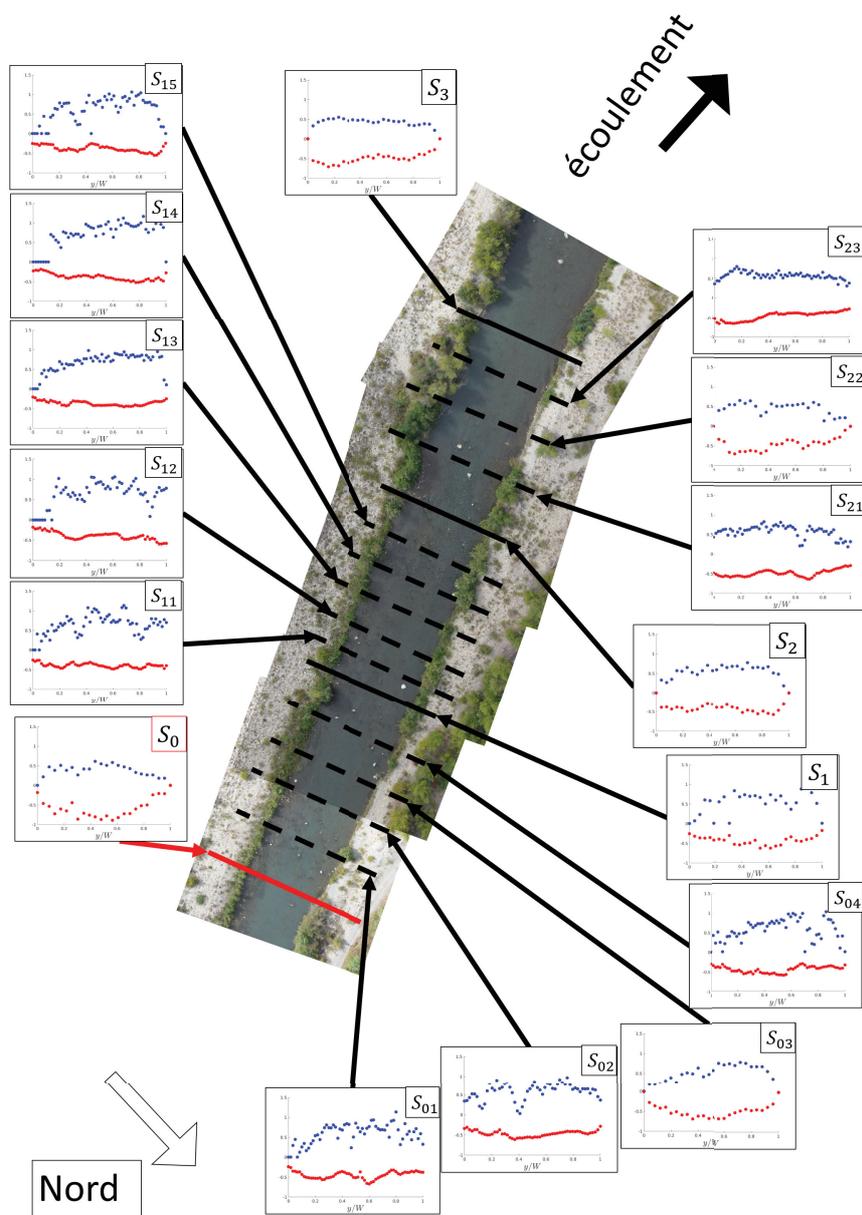
---

Enfin, pour compléter la caractérisation des conditions hydrauliques de l'écoulement faite à la perche transparente aux sections de mesure de concentration (comme au chapitre 4), un ADCP Streampro embarqué sur une planche flottante motorisée a été utilisé pour mesurer de nombreux profils de vitesse et profondeur d'eau additionnels au sein de la zone d'étude. Celle-ci était déplacée avec une télécommande dans les zones facilement manoeuvrables, et à la main dans les zones plus complexes. L'ADCP a aussi été équipé d'un compas magnétique et d'un GPS permettant de géolocaliser les points de mesure. Le débit durant cette campagne de mesure valait en moyenne  $6.1 \text{ m}^3/\text{s}$  (moyenne sur les sections de mesure ADCP et perche transparente) avec un écart type de  $0.3 \text{ m}^3/\text{s}$ . Ceci donne une incertitude relative de l'ordre de  $u_Q = 5\%$ .

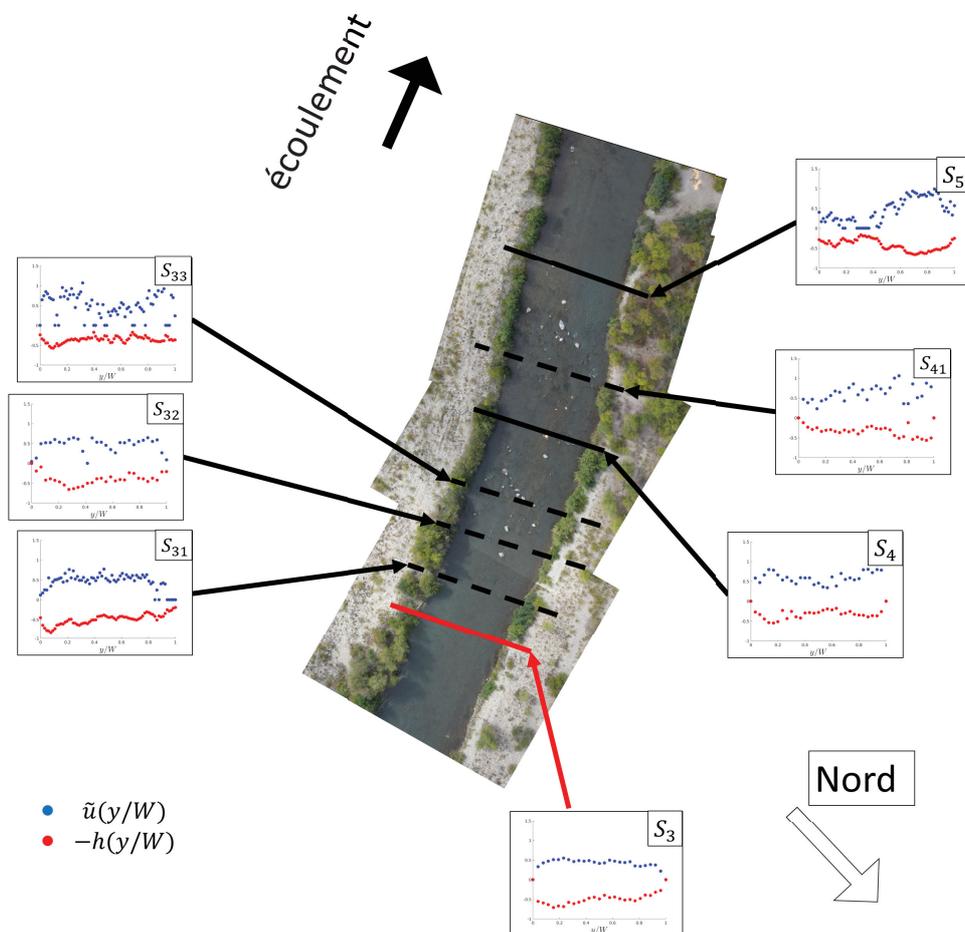
## 2 Protocole expérimental

### 2.1 Segmentation de la zone d'étude en tronçons

La zone d'étude choisie pour cette campagne de mesure mesure 300 m de long et correspond aux zones 12, 13 et 14 de la figure 3.5c. Elle est composée d'un premier radier (zone 12) avec quelques blocs émergents, suivi d'une mouille courte (zone 13), puis d'un second radier à pente légèrement plus fortes et avec plus de blocs émergents (zone 14). De la même façon qu'au chapitre 3, la zone d'étude a été découpée en tronçons élémentaires ; au nombre de cinq ici, chacun délimité par deux sections de mesure de concentration successives nommées S1, S2, S3, S4, et S5, et espacées de 50 à 70 m. Les sections de mesure de concentration ont été placées là où il était facile de traverser le cours d'eau à pied, de tendre une corde entre deux arbres et de mesurer correctement les caractéristiques hydrauliques de la section à la perche transparente. Ces sections ne représentent qu'une partie des conditions hydrauliques rencontrées sur le tronçon, notamment là où la profondeur était suffisante et la vitesse du courant pas trop forte, et ne sont donc pas représentatives de la zone d'étude. On nomme les tronçons par leurs deux sections délimitantes de la même façon qu'au chapitre 3, e.g. S0-S1 est le tronçon compris entre les sections de mesure de concentration S0 et S1. Nous considérerons aussi des tronçons composites plus longs, pour lesquels les sections délimitantes ne sont pas systématiquement consécutives, comme par exemple les tronçons S0-S3 ou S1-S3, etc. Enfin, la zone d'étude a été découpée en deux zones d'injections. La zone A, mesurant environ 180 m de long, contient une section d'injection positionnée à la section S0, et des mesures de concentrations aux sections S1, S2, et S3. Tandis que la zone B, mesurant environ 110 m de long, contient une section d'injection positionnée à la section S3, et des mesures de concentration aux sections S4 et S5. Ainsi, nous avons au final 9 tronçons de traçage, dont les caractéristiques sont données dans le tableau 5.1.



(a)



(b)

FIGURE 5.1 – Représentation des deux zones d’injection et leurs tronçons correspondants : (a) zone d’injection A, injection en S0, (b) zone d’injection B, injection en S3. Les traits rouges continus correspondent aux sections d’injection. Les traits noirs continus correspondent aux sections délimitant les tronçons élémentaires où ont été placées les sondes de fluorimétrie, comprenant aussi des mesures hydrauliques. Les traits noirs discontinus correspondent aux sections intermédiaires avec mesures hydrauliques seules (ADCP ou perche transparente). Les points rouges sur les graphiques représentent les profils transverses de profondeur (en m) et les points bleus représentent les profils transverses de vitesse longitudinale (en m/s) en fonction de la distance à la berge gauche sans dimension  $y/W$ , et l’axe des ordonnées va de -1 à 1.5.

TABLE 5.1 – Informations générales sur les tronçons étudiés, avec  $L$  la longueur du tronçon,  $W_m$  la largeur au miroir moyennée sur le tronçon,  $N_{t\max}$  est le nombre maximal de sections intermédiaires avec mesures hydrauliques disponibles au sein du tronçon, et  $\Delta x_m$  est la distance moyenne entre deux sections de mesures hydrauliques consécutives.

Tronçons	$L/W_m$	$\Delta x_m/W_m$	$N_{t\max}$
S0-S1	2.9	0.59	4
S0-S2	5.3	0.47	10
S0-S3	7.7	0.50	14
S1-S2	2.1	0.37	5
S1-S3	4.6	0.46	9
S2-S3	2.5	0.59	3
S3-S4	2.3	0.56	3
S3-S5	4.1	0.65	5
S4-S5	1.7	0.84	1

## 2.2 Description hydraulique

Afin d'affiner la résolution spatiale de la caractérisation de l'écoulement, nous avons défini 22 sections transverses de mesures hydrauliques, incluant les 5 sections (S1, S2, S3, S4, et S5) équipées de sondes pour mesurer la concentration en Rhodamine WT, et 17 sections dites "intermédiaires", cf. figure 5.1. Chaque tronçon élémentaire (S0-S1, S1-S2, S2-S3, S3-S4, et S4-S5) contient alors une à cinq sections intermédiaires. Par exemple, le tronçon S0-S1 comprend  $N_t = 4$  sections intermédiaires que l'on nomme S01, S02, S03, et S04. Dans la zone A, les sections de mesures hydrauliques sont distantes de  $\Delta x = 12$  m en moyenne avec un écart type de 3.6 m, soit environ une section de mesure à chaque demi-largeur du cours d'eau ( $\Delta x/W_m \approx 0.5$ ), tandis que pour la zone B, les sections de mesures hydrauliques sont distantes de  $\Delta x = 18$  m avec un écart type de 5.3 m, soit environ une section de mesures hydrauliques espacées de ( $\Delta x/W_m \approx 0.65$ ). La position précise des sections dépend de fait de la facilité d'accès et de mesure à l'ADCP. La zone B comporte de nombreux blocs émergents, ce qui complique l'utilisation de l'ADCP. Le choix des sections utilisées pour caractériser l'écoulement a été restreint par les contraintes de mesure, ce qui induit une résolution longitudinale légèrement plus faible que celle de la zone A. La gamme de résolution des mesures hydrauliques peut varier de  $\Delta x/W_m = 0.37$  pour le tronçon S1-S2 lorsque  $N_t = N_{t\max} = 5$  (où on utilise chaque section intermédiaire disponible pour calculer les moyennes longitudinales), jusqu'à  $L/W_m = 7.7$  pour le tronçon S0-S3 lorsque  $N_t = 0$  (où seules les sections délimitantes S0 et S3 sont prises en compte pour les moyennes).

Les figures 5.1a, 5.1b représentent les sections transverses de la zone d'étude, avec les profils transverses de profondeur d'eau  $h(y)$  et de vitesse longitudinale  $\tilde{u}(y)$  en fonction de la distance transverse adimensionnée par la largeur  $y/W$ . Ces profils permettent de rendre compte des variations longitudinales des profils transverses de vitesse longitudinale et de profondeur d'eau. Les grandeurs caractéristiques moyennes de chaque section ( $U$ ,  $H$ ,  $W$ ,  $\psi$ , et  $z_s$ ) sont rassemblées dans le tableau 5.2. Ces grandeurs varient d'amont en aval, notamment au sein des zones de radiers où la pente de la surface libre  $z_s$  est plus importante que dans la zone de mouille. On peut notamment constater que les valeurs de  $\psi$  (cf. figure 5.2d), varient peu, et sont plus faibles ( $\psi \approx 1.1$ ) que celles obtenues pour la même zone dans le chapitre 3 ( $\psi \approx 1.45$ ). La vitesse lon-

gitudinale moyenne par section  $U$  varie entre 0.45 m/s dans les zones lentes (i.e. aux sections S0, S3, ou S5) et 0.90 m/s dans les zones de radiers (cf. figure 5.2a). La profondeur moyenne  $H$  varie entre 0.70 m dans les zones lentes (S0, S3, ou S5) et 0.36 m dans les zones de radiers. Enfin, la largeur au miroir du cours d'eau varie entre 21 et 30 m et augmente progressivement d'amont en aval avant de diminuer au niveau des trois dernières sections (S4, S41, et S5), et vaut en moyenne 25 m.

TABLE 5.2 – Grandeurs hydrauliques moyennes sur chaque section de mesures, avec  $x$  la distance depuis la section S0,  $W$  la largeur au miroir,  $H$  la profondeur moyenne,  $U$  la vitesse longitudinale moyenne,  $\psi$  le facteur de forme quantifiant la non-uniformité transverse, et  $z_s$  l'altitude de la surface libre (référentiel NGF IGN65). Les sections délimitant les tronçons de traçage (pour lesquelles les injections ont été placées et les profils de concentration mesurés) sont en caractères gras, et les sections intermédiaires sont en caractères normaux.

Section	$x$ (m)	$W$ (m)	$H$ (m)	$U$ (m)	$\psi$	$z_s$ (m)
<b>S0</b>	0	23	0.71	0.45	1.11	554.978
S01	16	24	0.47	0.68	1.06	554.928
S02	33	21.6	0.47	0.66	1.01	554.884
S03	41	25	0.54	0.57	1.06	554.856
S04	54	22.8	0.47	0.67	1.04	554.818
<b>S1</b>	70	26	0.48	0.63	1.07	554.772
S11	77	25.2	0.40	0.72	1.00	554.748
S12	84	22.8	0.42	0.76	1.02	554.718
S13	95	24	0.39	0.77	1.04	554.676
S14	103	21.2	0.42	0.87	1.05	554.641
S15	112	23.6	0.41	0.76	1.04	554.606
<b>S2</b>	122	26	0.44	0.59	1.06	554.570
S21	139	22.8	0.50	0.61	1.02	554.535
S22	153	26	0.52	0.51	1.10	554.526
S23	167	24.4	0.50	0.58	1.09	554.505
<b>S3</b>	181	26	0.54	0.45	1.09	554.498
S31	197	26.4	0.53	0.52	1.03	554.486
S32	211	29	0.45	0.52	1.10	554.449
S33	223	29.2	0.39	0.63	1.07	554.417
<b>S4</b>	244	30	0.36	0.63	1.17	554.296
S41	267	29.6	0.38	0.68	1.17	554.131
<b>S5</b>	292	27.2	0.53	0.71	1.13	553.973

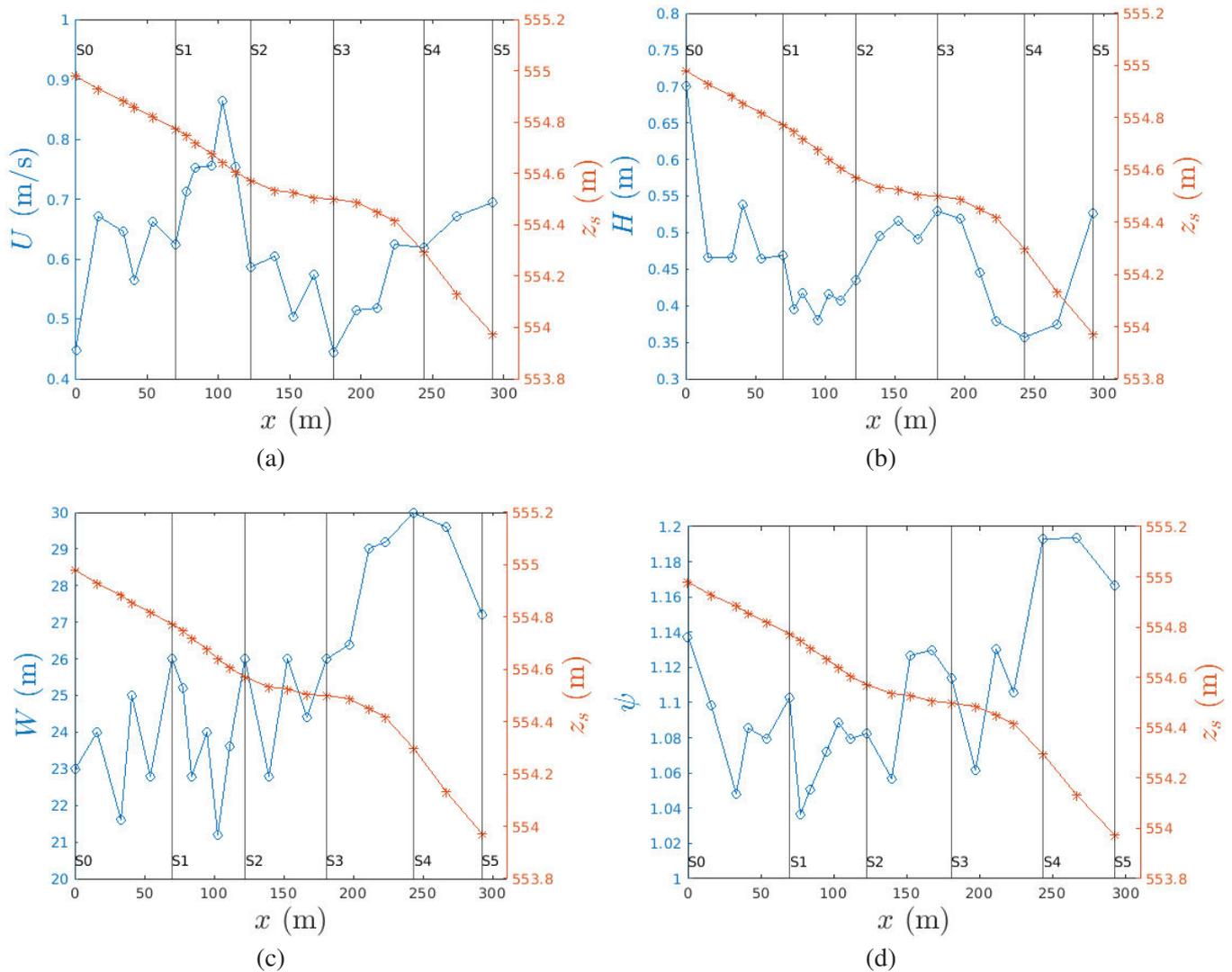


FIGURE 5.2 – Variations longitudinales des grandeurs hydrauliques moyennes par section : (a) la vitesse longitudinale moyenne  $U$ , (b) la profondeur moyenne  $H$ , (c) la largeur au miroir  $W$ , (d) le coefficient  $\psi$ . L'altitude de la surface libre  $z_s$  est représentée sur chaque graphique pour comparaison. Les traits verticaux représentent les positions des sections délimitant les tronçons de traçage.

### 3 Influence de la résolution longitudinale sur les grandeurs hydrauliques moyennes

La résolution longitudinale utilisée pour la caractérisation hydraulique est calculée à partir du nombre  $N_l$  de sections intermédiaires prises en compte pour le calcul des grandeurs hydrauliques moyennes sur un tronçon de mesure du mélange par traçage (en plus des sections de traçage). La résolution la plus grossière correspond au cas où seules les sections délimitant les tronçons (i.e. S1, S2, S3, S4, et S5) sont utilisées ( $N_l = 0$ ), et les grandeurs hydrauliques moyennes ( $H_m, U_m$ , etc.) sont alors simplement calculées comme une simple moyenne arithmétique.

tique à partir de ces deux sections de traçage. Pour obtenir une résolution de plus en plus fine, on considère de plus en plus de sections intermédiaires ( $N_t > 0$ ) et les grandeurs hydrauliques moyennées longitudinalement ( $H_m, U_m$ , etc.) sont déterminées à l'aide de l'Eq. (3.2) du chapitre 3. Par exemple, si  $N_t = 1$ , on divise alors le tronçon en deux en utilisant une section intermédiaire la plus proche du centre du tronçon, les grandeurs hydrauliques étant déterminées à partir des mesures sur les trois sections; si  $N_t = 2$ , on divise le tronçon en trois en utilisant les deux sections les plus proches des  $1/3$  et  $2/3$  de la longueur du tronçon, etc. Idéalement, les sections intermédiaires seraient positionnées exactement aux positions  $1/(N_t + 1)$ ,  $2/(N_t + 1)$ , etc., de la longueur du tronçon. Ici, elles sont positionnées le plus régulièrement possible tout en garantissant une mesure ADCP correcte. Ce principe permet, dans le cas du tronçon S0-S3, de passer d'une résolution longitudinale de  $L/W_m = 7.7$  avec  $N_t = 0$ , à une résolution de  $\Delta x/W_m = 0.5$  avec  $N_t = 14$ . Et dans le cas du tronçon S3-S5, cela permet de passer d'une résolution longitudinale avec  $N_t = 0$  de  $L/W_m = 4.3$ , à une résolution de  $\Delta x/W_m = 0.6$  avec  $N_t = 6$ .

L'influence de la résolution spatiale sur les grandeurs hydrauliques moyennes de chaque tronçon peut être représentée en traçant  $U_m, H_m, W_m, \psi_m, U_{*m}$ , et  $\lambda_m$ , pour chaque valeur de  $N_t$  considérée (cf. figure 5.3). Cette figure permet de montrer la convergence (ou non) de chaque grandeur vers sa valeur asymptotique, que l'on définit par un critère à 5% de la valeur asymptotique lorsque elle peut être définie. Le nombre  $N_{t\text{conv}}$  de sections intermédiaires nécessaires à la convergence de chaque grandeur hydraulique moyenne est donné pour chaque tronçon dans le tableau 5.3. Pour chaque tronçon, le facteur de forme  $\psi_m$  est estimé à moins de 5% de la valeur asymptotique, dès  $N_t = 0$ , ainsi il n'est pas renseigné. Lorsque qu'il y a une tendance entre les grandeurs hydrauliques et  $N_t$ , comme dans la plupart des cas pour la valeur de  $\beta_m$  (cf. figure 5.3g), et dans tous les cas pour  $K_m$  (cf. figure 5.3h), les valeurs asymptotiques ne sont pas définissables. Le paramètre  $K_m$  n'est donc pas renseigné dans le tableau.

On peut remarquer que la vitesse moyenne  $U_m$  (cf. figure 5.3a) est systématiquement sous-estimée lorsque  $N_t = 0$ , et augmente lorsque  $N_t > 0$ , pour converger vers une valeur asymptotique lorsque  $N_t \rightarrow N_{t\text{conv}}$ . À l'inverse, la profondeur moyenne  $H_m$  est systématiquement surestimée à  $N_t = 0$ , et converge vers une valeur asymptotique plus faible pour  $N_t \rightarrow N_{t\text{conv}}$  (cf. figure 5.3b). Ceci s'explique par le biais concernant le choix des sections délimitantes (S0, S1, S2, S3, S4, S5), définies au début de la campagne de mesure. En effet, ces 5 sections transverses ont été choisies plutôt lentes, profondes, et avec un accès facile en traversant à pied, pour permettre des mesures hydrauliques précises à la perche transparentes ou à l'ADCP afin de positionner les sondes de fluorimétrie. Par exemple dans le cas du tronçon S0-S3, les sections délimitantes (S0 et S3) sont les plus profondes et lentes de la zone d'étude. Pour ce tronçon la vitesse moyenne  $U_m$  pour  $N_t = 0$  vaut 70% de la valeur asymptotique, tandis que la profondeur d'eau moyenne  $H_m$  pour  $N_t = 0$  vaut 130% de cette valeur.

Par ailleurs, on constate une surestimation systématique de la vitesse de frottement  $U_{*m}$  lorsque  $N_t$  est faible (cf. figure 5.3e), calculée à partir de la profondeur d'eau moyenne et de la pente de charge, et surtout du coefficient de frottement  $\lambda_m$  (cf. figure 5.3f) calculé à partir de la vitesse moyenne et de la vitesse de frottement. En effet, le coefficient  $\lambda_m$  à  $N_t = 0$  vaut 270% de la valeur à  $N_t > 8$  dans le cas du tronçon S0-S3. Ceci montre que le nombre de sections intermédiaires utilisées pour caractériser un tronçon est critique pour une estimation correcte des grandeurs hydrauliques moyennes représentatives de l'écoulement. D'après la figure 5.3, il est difficile de conclure sur la convergence des grandeurs hydrauliques lorsqu'il y a moins de

---

$N_t = 5$  sections intermédiaires disponibles. Ainsi, on considère que les valeurs estimées pour les plus petits tronçons ne convergent pas, comme le tronçon S4-S5 qui ne contient que  $N_t = 1$  section intermédiaire, et les tronçons S2-S3 et S3-S4 qui ne contiennent respectivement que 3 et 4 sections intermédiaires. Ces trois tronçons sont donc mis de côté. Parmi les grandeurs hydrauliques moyennes qui convergent vers une valeur asymptotique sur chacun des cinq tronçons restant, i.e. S0-S2, S0-S3, S1-S2, S1-S3, et S3-S5, c'est le coefficient de frottement moyen  $\lambda_m$  qui nécessite le plus de sections intermédiaires pour converger (jusqu'à  $N_t = 9$  pour le tronçon S0-S3).

La résolution longitudinale optimale, permettant de garantir la convergence de chaque grandeur à moins de 5% de la valeur asymptotique sur notre zone d'étude, peut être valant environ  $\Delta x_{\text{conv}}/W_m \approx 0.5$ , soit une section de mesures hydrauliques chaque demi-largeur de cours d'eau. Pour les tronçons courts, il est nécessaire d'avoir un nombre  $N_t$  suffisamment grand (au moins supérieur à 4), et donc une résolution longitudinale des mesures hydrauliques encore plus fine.

TABLE 5.3 – Table des nombres  $N_{t\text{conv}}$  de sections intermédiaires nécessaires à la convergence des valeurs estimées de chaque grandeur hydraulique pour chaque tronçon (la vitesse longitudinale  $U_m$ , la profondeur d'eau moyenne  $H_m$ , la largeur moyenne  $W_m$ , la vitesse de frottement  $U_{*m}$ , le coefficient de frottement moyen  $\lambda_m$ , et le paramètre de non-uniformité  $\beta_m$ , et les coefficients mélange dimensionnel  $E_y$  et adimensionnel  $E_y/(H_m U_{*m})$  à 5% de leur valeur asymptotique lorsqu'elle peut être définie.  $\Delta x_{\text{conv}}/W_m$  est la résolution longitudinale à  $N_{t\text{conv}}$  permettant la convergence de toutes les grandeurs hydrauliques. Un tiret "-" est placé dans la case lorsque la valeur asymptotique n'est pas clairement définie. Les valeurs de  $\psi_m$ , qui convergent dès  $N_t = 0$ , et les valeurs de  $K_m$ , qui ne convergent pas, ne sont pas indiquées.

	$U_m$		$H_m$		$W_m$	
Troncon	$N_{t\text{conv}}$	$\Delta x_{\text{conv}}/W_m$	$N_{t\text{conv}}$	$\Delta x_{\text{conv}}/W_m$	$N_{t\text{conv}}$	$\Delta x_{\text{conv}}/W_m$
S0-S1	-	-	-	-	-	-
S0-S2	6	0.7	4	1.3	0	5
S0-S3	5	1.2	5	1.5	0	7.4
S1-S2	3	0.5	1	1.1	3	0.8
S1-S3	5	0.8	1	2.1	3	1.6
S2-S3	-	-	-	-	-	-
S3-S4	-	-	-	-	0	-
S3-S5	2	1.3	2	2	2	2

	$U_{*m}$		$\lambda_m$		$\beta_m$	
Troncon	$N_{t\text{conv}}$	$\Delta x_{\text{conv}}/W_m$	$N_{t\text{conv}}$	$\Delta x_{\text{conv}}/W_m$	$N_{t\text{conv}}$	$\Delta x_{\text{conv}}/W_m$
S0-S1	2	1.5	-	-	-	-
S0-S2	4	1.3	6	0.9	-	-
S0-S3	3	2.5	9	0.8	0	7.4
S1-S2	2	1.1	4	0.5	-	-
S1-S3	2	2.1	6	0.8	0	4.3
S2-S3	-	-	-	-	-	-
S3-S4	-	-	-	-	-	-
S3-S5	3	1.3	4	1	-	-

	$E_y$		$E_y/(H_m U_{*m})$	
Troncon	$N_{t\text{conv}}$	$\Delta x_{\text{conv}}/W_m$	$N_{t\text{conv}}$	$\Delta x_{\text{conv}}/W_m$
S0-S1	-	1.5	-	-
S0-S2	4	1.3	7	0.7
S0-S3	5	1.5	9	0.8
S1-S2	4	0.5	4	0.5
S1-S3	5	0.9	8	0.6
S2-S3	-	-	-	-
S3-S4	-	-	-	-
S3-S5	3	1.3	3	1.3

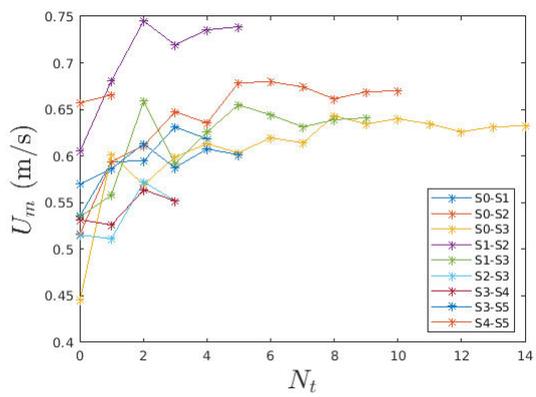
Enfin, les coefficients de non-uniformité,  $\beta_m$  et  $K_m$ , utilisés pour caractériser l'augmentation

---

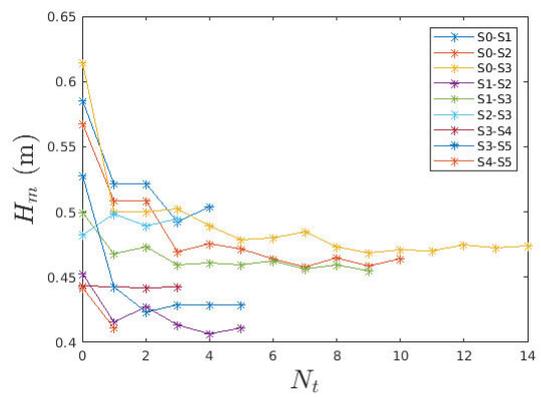
du mélange au chapitre 4, sont eux aussi affectés par la résolution longitudinale de la caractérisation hydraulique. On constate que la valeur de  $\beta_m$  converge vers une valeur asymptotique pour les tronçons S1-S3, et S0-S3 (cf. figure 5.3g). Par ailleurs, pour les tronçons S0-S1, S1-S2, S3-S4, et S3-S5, le coefficient  $\beta_m$  semble continuellement diminuer lorsque  $N_t$  augmente. Enfin pour le tronçon S2-S3, on constate que  $\beta_m$  augmente entre  $N_t = 0$  et  $N_t = 3$  sans pouvoir clairement dire si la valeur converge lorsque  $N_t$  augmente. Pour chaque tronçon le coefficient de non-uniformité  $K_m$  augmente progressivement à mesure que  $N_t$  augmente (cf. figure 5.3h). Ceci indique qu'aucune valeur de  $K_m$  ne converge vers une valeur constante qui serait représentative de la non-uniformité de l'écoulement à l'échelle du tronçon. Il n'est pas possible d'estimer combien de sections intermédiaires seraient nécessaires pour obtenir une valeur asymptotique de  $K_m$ , et si une telle valeur peut être atteinte lorsque  $N_t$  devient très grand.

Les données hydrauliques moyennes calculées pour les cinq tronçons pour lesquels les grandeurs hydrauliques convergent (i.e. S0-S2, S0-S3, S1-S2, S1-S3, et S3-S5), sont synthétisées dans le tableau 5.5. Il apparaît tout d'abord que le coefficient de frottement moyen  $\lambda_m$  varie peu entre les différents tronçons considérés, dans une gamme de valeurs allant de 0.17 (tronçon S2-S3) à 0.37 (tronçon S3-S5). C'est une gamme de valeurs de  $\lambda_m$  plus restreinte que celle du chapitre 4 (i.e. entre 0.01 et 4.95) pour des valeurs dont la convergence n'est pas vérifiée ( $N_t = 0$  ou 1). De même, les valeurs de  $\beta_m$  sont très proches de  $-1$ , révélant que l'écoulement n'est que très faiblement non uniforme dans cette zone d'étude plutôt très rugueuse.

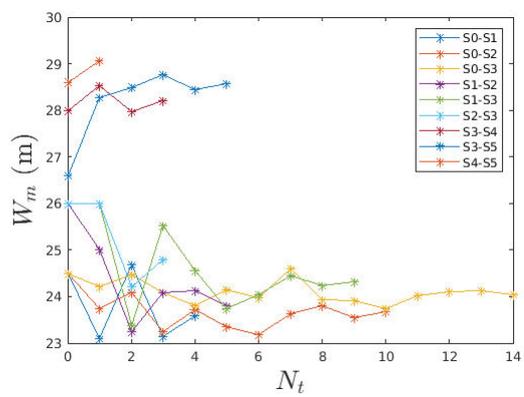
Les incertitudes de mesure associées aux paramètres adimensionnels  $\lambda_m$ ,  $(W/H)_m$ , et  $\beta_m$  (même que  $K_m$ ) sont calculées à partir des définitions données dans la section 5.1 du chapitre 3. On constate d'abord, que les valeurs du coefficient de frottement  $\lambda_m$  et  $\beta_m$  sont très incertaines pour pratiquement chaque tronçon. Seul le tronçon S0-S1 possède une incertitude sur  $\lambda_m$  de l'ordre de 60% et 70% de la valeur asymptotique de  $\lambda_m$  et  $\beta_m$  respectivement. Similairement à  $\beta_m$ , les valeurs de  $K_m$  sont très incertaines. On constate aussi que pour les autres tronçons, qu'ils soient longs ou courts, et avec  $N_t = 1$  ou  $N_t = N_{t\max}$ , l'incertitude est toujours très grande. Notamment, la valeur  $\beta_m$  a une incertitude relative qui va jusqu'à 600% de sa valeur. Contrairement aux incertitudes calculées le chapitre 4, où elles étaient très grandes dans les zones de mouilles à cause de la très faible variations longitudinale de l'altitude de la surface libre  $z_s$ , ici, bien que la pente varie de façon plus prononcée, les incertitudes sont très grandes. Ceci s'explique par le fait que les distances entre les sections sont plus petites, et les différences d'altitude de la surface libre entre deux sections consécutives deviennent aussi plus petites.



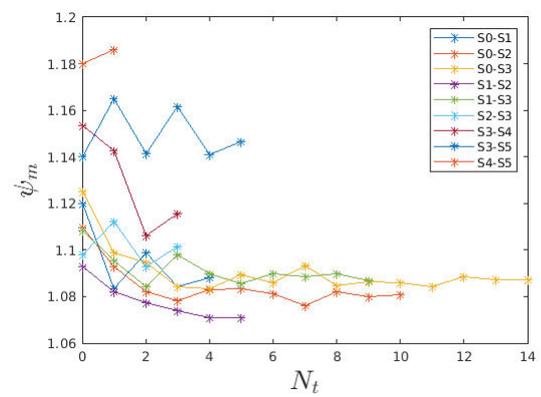
(a)



(b)



(c)



(d)

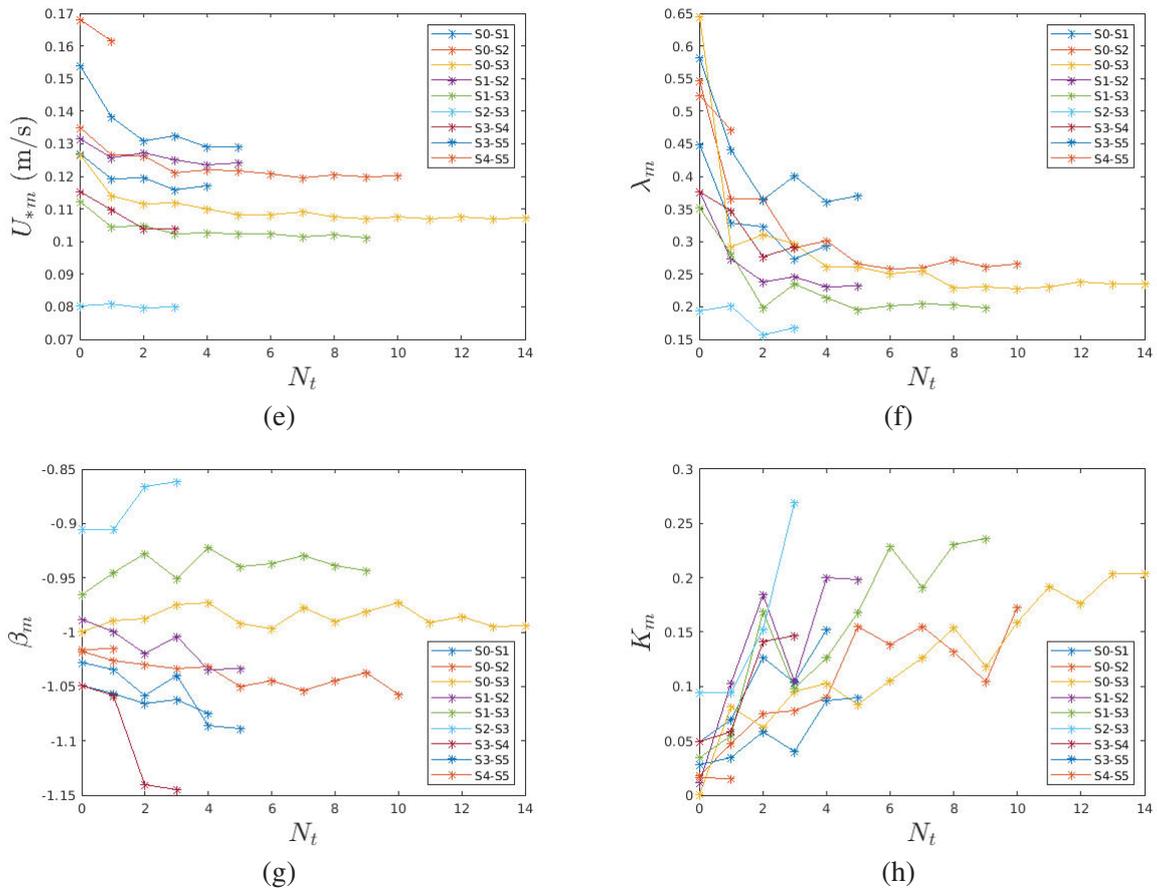


FIGURE 5.3 – Influence de la résolution longitudinale des mesures hydrauliques exprimée en nombre de sections intermédiaires ( $N_t$ ) sur les grandeurs hydrauliques moyennes nécessaires à l'application du modèle de mélange 1D : (a) la vitesse longitudinale moyenne  $U_m$ , (b) la profondeur moyenne  $H_m$ , (c) la largeur au miroir moyenne  $W_m$ , (d) le coefficient  $\psi_m$ , (e) la vitesse de frottement moyenne  $U_{*m}$ , (f) le coefficient  $\lambda_m$ , (g) le coefficient de non uniformité  $\beta_m$ , (h) le coefficient de non uniformité  $K_m$ .

## 4 Facteurs influençant l'estimation du coefficient de mélange transverse

### 4.1 Influence de la résolution longitudinale de la caractérisation hydraulique

Pour chaque expérience de traçage, la valeur du facteur de diffusion  $B$  est indépendante de la résolution longitudinale des mesures hydrauliques. En effet,  $B$  est déterminé par l'ajustement du modèle de mélange 1D, entre l'injection (S0 ou S3) et une section de traçage (S1, S2, S3, S4, ou S5), ou entre deux sections de traçage. C'est donc des valeurs moyennées transversalement et longitudinalement au sein du tronçon, représentatives du mélange moyen sur chaque tronçon. Les résultats des ajustements sont donnés dans le tableau 5.4, ainsi que la valeur du  $R^2$  entre les profils ajustés et mesurés. Le facteur de diffusion  $B$  est quasiment constant sur la zone amont (de

la section d'injection S0 à la section de mesure S5), et vaut en moyenne  $0.0023 \text{ m}^5/\text{s}^2$ . Ceci est très proche de la valeur trouvée au chapitre 3 (cf. tronçon S14-S15 pour une injection au centre de l'écoulement à la section S13), pour lequel on avait  $B = 0.0021 \text{ m}^5/\text{s}^2$ . Ces deux valeurs sont donc pratiquement identiques, ce qui tend à prouver la reproductibilité de la méthode de mesure employée dans cette thèse.

Si la valeur de  $B$  est indépendante de la résolution, la détermination du coefficient de mélange transverse de chaque tronçon  $E_y = B/(\psi_m U_m H_m^2)$  met en jeu des valeurs qui, selon la figure 5.3, dépendent, elles, du nombre de sections de mesures hydrauliques  $N_t$  utilisé pour le calcul des grandeurs hydrauliques moyennes  $\psi_m$ ,  $U_m$ , et  $H_m$ . Ainsi, on s'attend à ce que le coefficient de mélange transverse  $E_y$  dépende aussi de la résolution longitudinale de la caractérisation hydraulique ( $N_t$ ). Étant donné qu'ici  $\psi_m$  varie peu sur la zone d'étude (entre S0 et S5), c'est le produit  $U_m H_m^2$  qui porte principalement la dépendance en  $N_t$ . En traçant  $E_y$  en fonction de  $N_t$  (cf. figure 5.4a), on constate que la valeur de  $E_y$  à  $N_t = 0$  sur le tronçon S2-S3 est surestimée et tend à converger vers une valeur asymptotique plus faible lorsque  $N_t$  augmente. À l'inverse, pour les tronçons S0-S1, S0-S2, S0-S3, et S3-S5, les valeurs de  $E_y$  à  $N_t = 0$  sont sous-estimées.

Comme pour le coefficient de mélange transverse  $E_y$ , sa forme adimensionnelle  $E_y/(H_m U_{*m})$  va dépendre de  $N_t$ , avec une variabilité que l'on peut attendre plus importante puisqu'on divise  $E_y$  par le produit  $H_m U_{*m}$  dont les deux termes  $H_m$  et  $U_{*m}$  dépendent de  $N_t$ . Pour les tronçons S0-S2, S0-S3, S1-S2, S1-S3, et S3-S5, les valeurs de  $E_y/(H_m U_{*m})$  sont sous-estimées à  $N_t = 0$ , et augmentent progressivement sur la valeur de ce paramètre lorsque  $N_t$  augmente (cf. figure 5.4b). On constate donc qu'une erreur importante peut être générée si l'on ne considère pas de section intermédiaire ( $N_t = 0$ ), notamment pour le tronçon S0-S3 pour lequel la valeur à  $N_t = 0$  vaut environ 50% de la valeur asymptotique.

À l'instar des grandeurs hydrauliques, les valeurs de  $E_y$  et  $E_y/(H_m U_{*m})$  atteignent des valeurs asymptotiques pour les tronçons S0-S2, S0-S3, S1-S2, S1-S3, et S3-S5. Le nombre de sections intermédiaires nécessaires à la convergence sont donnés dans le tableau 5.3). Les valeurs convergées du coefficient de mélange transverse des cinq tronçons semblent converger vers une valeur constante de  $E_y \approx 0.015 \text{ m}^2/\text{s}$ . Ainsi, l'efficacité du mélange dans cette zone d'étude est relativement constante si notre description hydraulique est suffisamment fine pour correctement représenter les valeurs de  $H_m$  et  $U_m$ . Enfin, il n'est pas possible de conclure quant à la convergence de  $E_y$  pour le tronçon S4-S5 car cela nécessiterait un plus grand nombre de sections intermédiaires ( $N_{t\text{max}} = 1$  pour le tronçon S4-S5).

Au final, les valeurs convergées ( $N_t$  grand) de  $E_y/(H_m U_{*m})$  varient entre 0.25 (pour le tronçon S0-S2) et 0.35 (pour le tronçon S2-S3), et valent en moyenne  $E_y/(H_m U_{*m}) = 0.29$ . Néanmoins, ces valeurs possèdent de fortes incertitudes. Celles de  $E_y$  sont plutôt limitées ( $< 27\%$ ), ce qui est permis d'avoir une bonne confiance en ces résultats, mais celles de  $E_y/(H_m U_{*m})$  peuvent aller jusqu'à 370% de la valeur (pour le tronçon S1-S2). Ces grandes incertitudes limitent en grande partie les conclusions que l'on peut tirer de ces données, et la validité des comparaisons avec les autres paramètres. Malgré ces incertitudes, nous procédons comme dans la littérature et cherchons à voir s'il existe des tendances entre les différents paramètres hydrauliques et  $E_y/(H_m U_{*m})$ .

TABLE 5.4 – Valeurs du facteur de diffusion  $B$  et des positions d’injections  $\eta_0$ , déterminées par l’ajustement du modèle de mélange 1D pour chaque tronçon. Les valeurs de  $\eta_0$  sont données uniquement pour les tronçons délimités par une section d’injection (S0 ou S3) et une section de mesure de concentration (S1, S2, S3, S4, et S5).

Tronçons	$\eta_0$	$B$ (m <sup>5</sup> /s <sup>2</sup> )	$R^2$
S0-S1	0.46	0.0023	0.78
S0-S2	0.45	0.0022	0.94
S0-S3	0.42	0.0023	0.93
S1-S2	-	0.0022	-
S1-S3	-	0.0023	-
S2-S3	-	0.0024	-
S3-S4	0.45	0.0009	0.98
S3-S5	0.49	0.002	0.92
S4-S5	-	0.0034	-

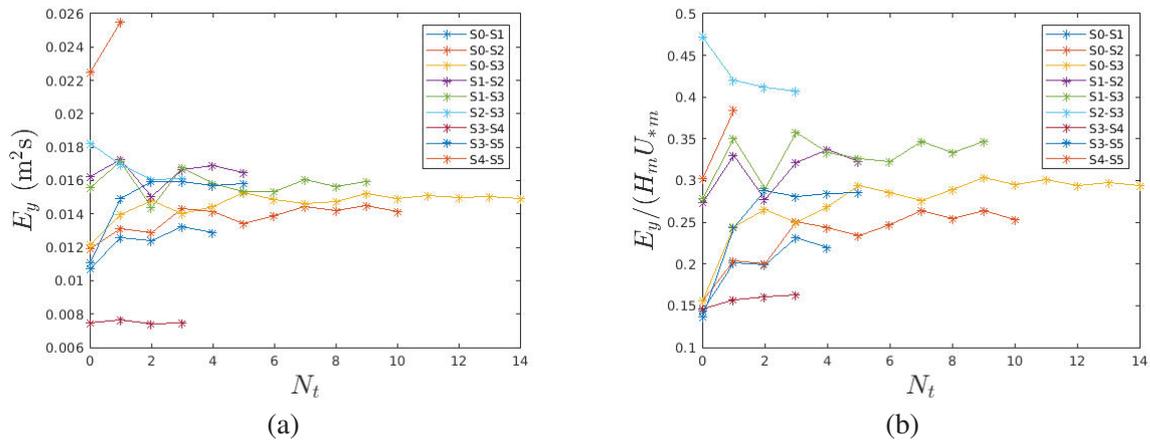


FIGURE 5.4 – Influence du nombre de section intermédiaire  $N_t$  sur : (a) le coefficient de mélange transverse  $E_y$ , (b) le coefficient de mélange transverse sans dimension  $E_y/(H_m U_{*m})$ .

## 4.2 Influence des paramètres hydrauliques

Afin de comparer le coefficient de mélange transverse adimensionné  $E_y/(H_m U_{*m})$  aux différents paramètres caractéristiques de l’écoulement, i.e.  $\lambda_m$ ,  $(W/H)_m$ ,  $\beta_m$ , et  $K_m$ , et aux données et relations empiriques de la littérature, on ne considère désormais que les valeurs de  $E_y/(H_m U_{*m})$  ayant convergées vers des valeurs asymptotiques (cf. tableau 5.3, que l’on calcule avec  $N_t = N_{t_{\max}}$ ). On considère donc ici les cinq tronçons S0-S2, S0-S3, S1-S2, S1-S3, et S3-S5. Bien que l’incertitude sur les grandeurs hydrauliques soit grande, le coefficient de mélange transverse adimensionnel  $E_y/(H_m U_{*m})$  semble décroître lorsque le coefficient de frottement moyen  $\lambda_m$  augmente (cf. figure 5.5a), à l’instar du chapitre 4, et des données de la littérature (cf. figure 2.18). Par ailleurs, on remarque que le rapport d’aspect  $(W/H)_m$ , qui varie peu (entre 48 et 68), n’a pas vraiment d’influence sur les valeurs de  $E_y/(H_m U_{*m})$  (cf. figure 5.5b). Sur la zone d’étude et pour  $N_t = N_{t_{\max}}$ , le paramètre  $\beta_m$  varie de  $-1.15$ , pour l’écoulement légèrement accéléré sur le tronçon S3-S4, à  $-0.86$  pour l’écoulement légèrement décéléré du tronçon S2-S3.

---

Le paramètre  $K_m$  varie quant à lui de 0.09 pour le tronçon S3-S5, à 0.27 sur le tronçon S2-S3. À l'instar de  $\lambda_m$ ,  $\beta_m$  et  $K_m$  varient sur des gammes plus restreintes de valeurs comparées à celles de la première campagne de mesure (i.e. entre  $-3.18$  et  $-0.14$  pour  $\beta_m$ , et entre 0 et 2.18 pour  $K_m$ ). On constate aussi que le coefficient de mélange transverse adimensionnel  $E_y/(H_m U_{*m})$  tend à augmenter lorsque  $\beta_m$  augmente. Par ailleurs,  $E_y/(H_m U_{*m})$  augmente lorsque  $K_m$  augmente (cf. figure 5.5d) comme au chapitre 4. Seul un point est éloigné de la tendance générale pour le tronçon S3-S5 sans raison apparente.

En plus des valeurs des paramètres hydrauliques à  $N_t = N_{t\max}$ , les valeurs sont aussi calculées pour  $N_t = 1$ , comme la plupart des cas du chapitre 4, et sont rassemblées dans le tableau 5.5. La valeur du coefficient de frottement  $\lambda_m$  à  $N_t = 1$  peut être jusqu'à  $+40\%$  de sa valeur asymptotique (à  $N_{t\max}$ ) (i.e. tronçon S1-S3), tandis que la valeur du coefficient de mélange transverse adimensionnel  $E_y/(H_m U_{*m})$  à  $N_t = 1$  décroît jusqu'à  $-20\%$  de la valeur à  $N_{t\max}$  (i.e. tronçon S0-S2). De même, les valeurs de  $K_m$  sont bien plus faibles à  $N_t = 1$ , jusqu'à  $27\%$  de la valeur à  $N_t$  grand (i.e. tronçon S0-S2). Ces valeurs sont tracées sur la figure 5.5d avec la relation établie au chapitre 4 (cf. Eq. (4.2)). On constate que pour  $N_t = 1$ , les valeurs de  $E_y/(H_m U_{*m})$  sont du même ordre de grandeur que celles prédites par l'Eq. (4.2). On retrouve bien un comportement similaire au chapitre 4 en appliquant une méthode d'analyse similaire ( $N_t = 1$ ). Néanmoins, les valeurs à  $N_t$  grand, pour lesquelles  $K_m$  est plus grand, sont éloignées de la ligne représentant l'Eq. (4.2). Il est probable que pour une description encore plus fine des conditions hydrauliques ( $N_t > N_{t\max}$ ) ces points soient décalés encore plus vers les  $K_m$  grands pour des valeurs de  $E_y/(H_m U_{*m})$  similaires, et s'éloignent donc encore plus de l'Eq. (4.2). Cette équation prédictive semble en réalité dépendante de  $N_t$  (résolution longitudinale de la caractérisation hydraulique).

Les tendances entre  $E_y/(H_m U_{*m})$  et  $\beta_m$  ou  $K_m$  ne sont cependant pas complètement significatives puisque l'on sait que d'une part, plupart des valeurs de  $\beta_m$  et surtout  $K_m$  ne convergent pas dans nos données, même lorsque  $N_t = N_{t\max}$ , et d'autre part les incertitudes de mesures (hydrauliques principalement) sont grandes.  $K_m$  ne semble a priori pas être un bon candidat pour quantifier la non-uniformité longitudinale de l'écoulement, et expliquer les valeurs mesurées du coefficient de mélange transverse adimensionnel  $E_y/(H_m U_{*m})$ . En revanche, ce qui est remarquable c'est que suivant la même méthode employée au chapitre 4 ( $N_t = 1$ ), la loi empirique semble fonctionner.

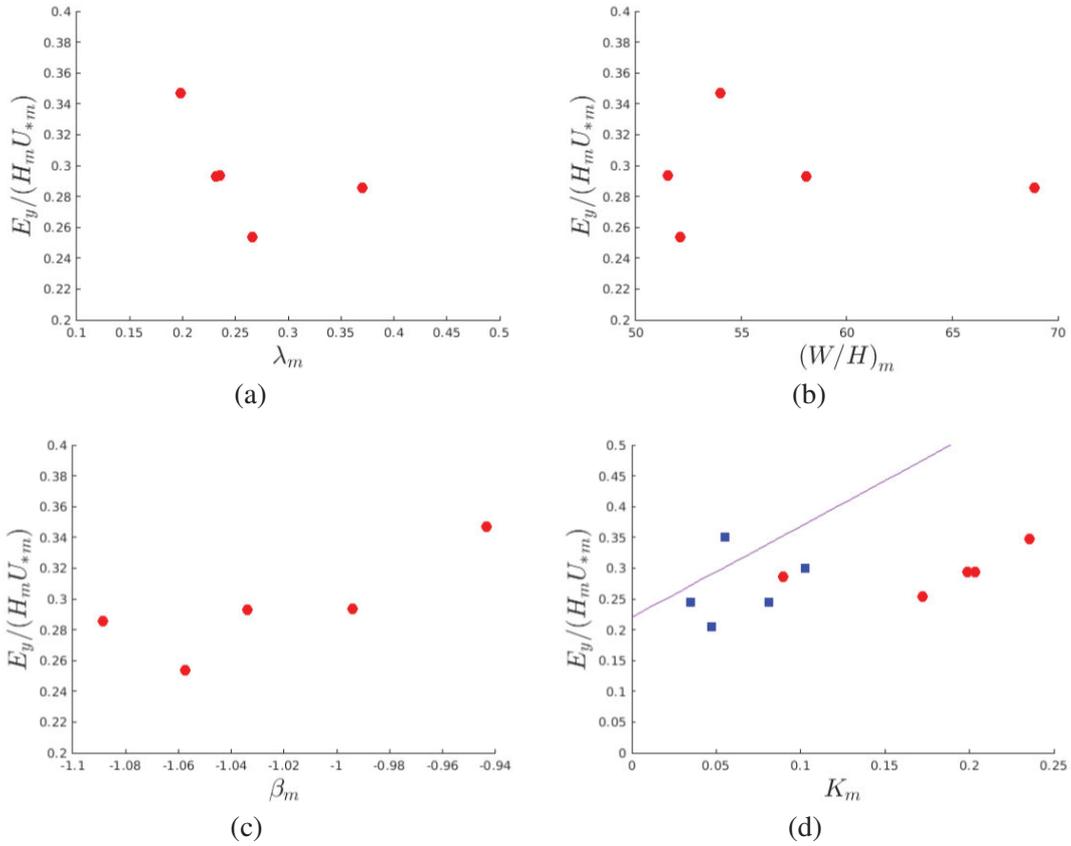


FIGURE 5.5 – Coefficients de mélange transverse adimensionnels  $E_y/(H_m U_{*m})$  mesurés au sein de chaque tronçon en fonction des paramètres hydrauliques moyens par tronçon : (a) coefficient de frottement  $\lambda_m$ , (b) rapport d’aspect  $W/H_m$ , (c) paramètre de non uniformité  $\beta_m$ , (d) paramètre de non uniformité  $K_m$ . Les points rouges représentent les grandeurs hydrauliques calculés avec  $N_{t\max}$ . Les carrés bleus représentent les valeurs de  $E_y/(H_m U_{*m})$  calculés avec  $N_t = 1$ . La droite violette correspond à l’Eq. (4.2) établie dans le chapitre 4.

TABLE 5.5 – Paramètres hydrauliques moyens estimés pour  $N_{t\max}$  (convergés ou non) et à  $N_t = 1$  pour chaque tronçon étudié sauf S4-S5. Les valeurs pour  $N_t = 1$  correspondent une approche similaire à celle présentée au chapitre 3.

	Tronçon	$N_t$	$\Delta x/W_m$	$(\frac{W}{H})_m$	$\lambda_m$	$\psi_m$	$\beta_m$	$K_m$	$E_y$	$\frac{E_y}{H_m U_{*m}}$
$N_{t\max}$	S0-S2	10	0.47	52	0.27	1.08	-1.06	0.17	0.014	0.25
	S0-S3	14	0.5	51	0.23	1.09	-0.99	0.20	0.015	0.29
	S1-S2	5	0.37	58	0.23	1.07	-1.03	0.20	0.015	0.29
	S1-S3	9	0.46	54	0.20	1.09	-0.94	0.24	0.016	0.35
	S3-S5	5	0.65	67	0.37	1.15	-1.09	0.09	0.016	0.29
$N_t = 1$	S0-S2	1	2.6	48	0.37	1.09	-1.03	0.047	0.013	0.20
	S0-S3	1	3.7	52	0.29	1.01	-0.99	0.08	0.014	0.24
	S1-S2	1	1.1	60	0.27	1.08	-1	0.10	0.016	0.30
	S1-S3	1	2.13	56	0.28	1.10	-0.94	0.055	0.017	0.35
	S3-S5	1	1.98	67	0.44	1.16	-1.035	0.035	0.015	0.24

TABLE 5.6 – Incertitudes relatives des paramètres hydrauliques et du coefficient de mélange transverse adimensionnel pour chaque tronçon expérimentés en % des valeurs des paramètres.

	Tronçon	$u\left(\frac{W}{H}\right)_m$	$u_{\lambda_m}$	$u_{\beta_m}$	$u_{K_m}$	$u_{\psi_m}$	$u_{E_y}$	$u_{\frac{E_y}{H_m U_{*m}}}$
$N_{t_{\max}}$	S0-S2	5	126	154	948	10	17	81
	S0-S3	5	102	118	576	9	16	65
	S1-S2	5	465	521	2700	10	17	250
	S1-S3	5	196	200	800	9	16	117
	S3-S5	5	376	382	4600	10	18	142
$N_t = 1$	S0-S2	4	134	162	3500	9	16	80
	S0-S3	4	100	113	1377	9	17	61
	S1-S2	5	82	521	5090	10	17	250
	S1-S3	5	394	203	3500	9	16	117
	S3-S5	5	563	270	8000	10	18	286

### 4.3 Influence de la position d'injection sur l'ajustement du modèle de mélange 1D

Jusqu'ici, les expériences de traçage réalisées dans la Durance ont été principalement effectuées à partir d'une injection ponctuelle et instantanée de Rhodamine WT au centre de l'écoulement  $\eta_0 \approx 0.5$ . Lors de cette deuxième campagne de mesure dans la Durance, deux injections supplémentaires sont réalisées proche des rives, à  $\eta_0 \approx 0.2$  et  $\eta_0 \approx 0.8$ . Un exemple est donné ci-dessous pour l'injection à la section S0 et les mesures de concentration aux sections S2 et S3, visant à estimer le facteur de diffusion des tronçons S0-S2, S0-S3, et S2-S3 en ajustant le modèle 1D (cf. section 3.1.2). Le tableau 5.7 synthétise les résultats de l'ajustement du modèle de mélange 1D pour le facteur de diffusion  $B$  des neuf tronçons correspondant et suivant les trois injections, ainsi que la valeur du  $R^2$  représentatif de la qualité de chaque ajustement. D'après les résultats, les valeurs du facteur de diffusion  $B$  déterminées par une injection au centre de l'écoulement ( $\eta_0 \approx 0.50$ ) sont supérieures à celles déterminées par une injection proche d'une rive ( $\eta_0 \approx 0.20$  ou  $\eta \approx 0.80$ ), cf. figure 5.7. En effet dans ces six cas, la valeur de  $B$  pour une injection proche d'une berge vaut en moyenne 62% (pour la berge gauche) et 65% (entre pour la berge droite) de la valeur déterminée pour une injection centrée. Pour les tronçons S1-S2, S3-S5, et S4-S5, on constate de fortes valeurs du facteur de diffusion pour une injection en rive droite. Ces cas correspondent aux plus faibles valeurs de  $R^2$ , qui démontre un ajustement médiocre de ces profils transverse de dosage, et donc des valeurs de  $B$  très incertaines.

Même pour le tronçon le plus long (S0-S3, de 180 m de long), la valeur du facteur de diffusion  $B$  est supérieure lorsque l'injection est faite au centre plutôt que près des berges. À cette distance, le profil transverse de dosage à S3 à presque atteint les berges pour l'injection centrée (cf. figure 5.6b), et s'étend sur la demi largeur de l'écoulement pour les injections décentrée (cf. figure 5.6a et 5.6c). Comme la profondeur d'eau moyenne  $H_m$  et la vitesse longitudinale moyenne  $U_m$  sont plus faibles près des berges, on peut s'attendre à ce que le coefficient de mélange transverse  $E_y$  soit aussi plus faible près des berges. Il paraît donc cohérent que la valeur de  $B$  obtenue pour une injection près des berges soit plus faible que pour une injection centrée.

En revanche, le modèle de mélange 1D fait intervenir un facteur de diffusion  $B$  constant

transversalement, déterminé à partir des grandeurs hydrauliques moyennées spatialement ( $H_m$ ,  $U_m$ , etc.). Ainsi, comme le modèle (solution analytique) ne peut pas traiter d'un facteur de diffusion variable, l'estimation de  $B$  devrait comprendre une correction due à la position d'injection. En effet, ce modèle peut être utilisé pour effectuer des prédictions sur la longueur de bon mélange transverse à l'aval d'un rejet,  $L_m = k_y Q^2 / B$  (cf. Rutherford, 1994), qui représente la distance à partir de laquelle la concentration est homogène à  $\pm 5\%$  dans une section transverse au cours d'eau. Cette longueur de bon mélange dépend déjà d'un coefficient géométrique  $k_y$  de l'injection, valant 0.134 pour une injection au centre de l'écoulement, et 0.534 pour une injection en berge. Pour un facteur de diffusion  $B$  constant transversalement, la longueur de bon mélange est déjà 4 fois plus grande pour une injection en berge que pour une injection centrée, par la position de l'injection. D'après les résultats de cette deuxième campagne de mesure dans la Durance à La Saulce, la longueur de mélange peut être encore augmentée d'un facteur de l'ordre de  $1/65\% = 1.5$  lorsque l'injection s'effectue près d'une berge.

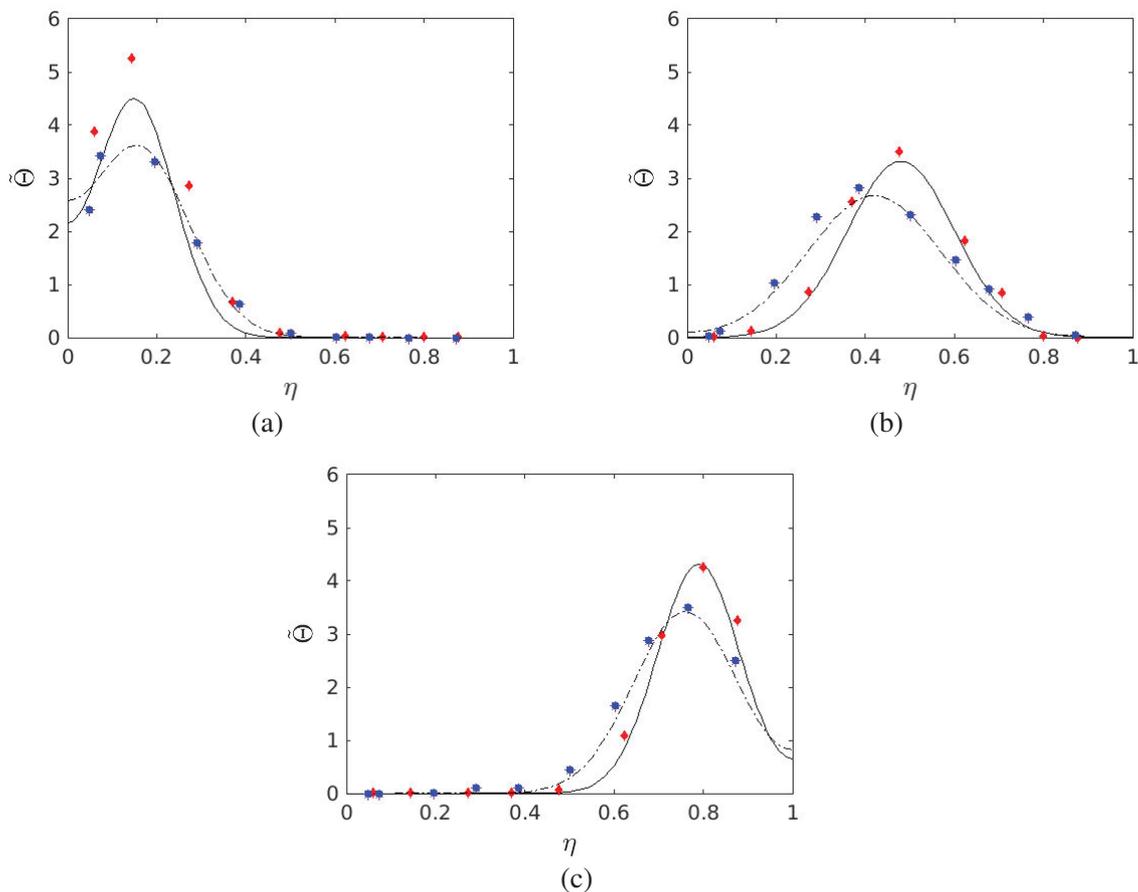


FIGURE 5.6 – Exemple de profils transverses de dosage  $\tilde{\Theta}$  mesurés à la section S2 (en diamants rouges) et à la section S3 (en ronds bleus) pour une injection à la section S0 à : (a)  $\eta_0 = 0.17$  pour S2 et  $\eta_0 = 0.2$  pour S3, (b)  $\eta_0 = 0.45$  pour S2 et  $\eta_0 = 0.42$  pour S3, (c)  $\eta_0 = 0.8$  pour S2 et  $\eta_0 = 0.79$  pour S3. Les lignes continues, respectivement discontinues, représentent les ajustements du modèle 1D de mélange sur les profils de dosage mesurés à la section S2, respectivement à la section S3, à partir de la section d'injection S0.

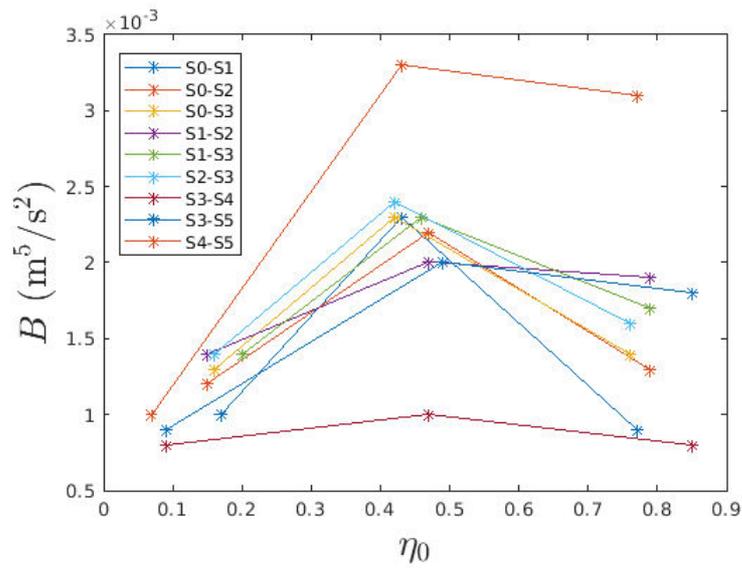


FIGURE 5.7 – Valeurs du facteur de diffusion déterminées par l’ajustement du modèle de mélange 1D pour chaque tronçon en fonction du point d’injection  $\eta_0$ .

TABLE 5.7 – Valeurs du facteur de diffusion déterminées pour les trois injections effectuées pour chaque tronçon.  $\eta_0$  est la position d’injection en débit cumulé,  $B$  est le facteur de diffusion, et  $R^2$  est le coefficient de détermination du meilleur ajustement du modèle de mélange 1D sur les profils transverses de dosage mesurés.

Tronçons	$\eta_0$	$B$ (m <sup>5</sup> /s <sup>2</sup> )	$R^2$ (%)
S0-S1	0.2	0.0012	78
	0.46	<b>0.0023</b>	83
	0.8	0.0009	69
S0-S2	0.17	0.0012	81
	0.45	<b>0.0022</b>	94
	0.8	0.0013	94
S0-S3	0.2	0.0013	94
	0.42	<b>0.0023</b>	93
	0.79	0.0014	95
S1-S2	-	0.0013	-
	-	<b>0.0022</b>	-
	-	0.0019	-
S1-S3	-	0.0014	-
	-	<b>0.0023</b>	-
	-	0.0017	-
S2-S3	-	0.0014	-
	-	<b>0.0024</b>	-
	-	0.0016	-
S3-S4	0.09	0.0005	83
	0.45	<b>0.0009</b>	98
	0.79	0.0007	79
S3-S5	0.09	0.0009	96
	0.49	<b>0.002</b>	92
	0.85	0.0018	89
S4-S5	-	0.0013	-
	-	<b>0.0034</b>	-
	-	0.0031	-

## 5 Discussion

### 5.1 Bilan des résultats de la deuxième campagne de mesure

On a montré que les estimations faites des grandeurs hydrauliques moyennes, utilisées pour déterminer le coefficient de mélange transverse  $E_y$  à partir du facteur de diffusion  $B$ , dépendent de la résolution longitudinale de la caractérisation hydraulique (i.e de  $N_l$ ). Pour huit tronçons sur les neuf compris dans la zone d’étude, la profondeur d’eau moyenne  $H_m$ , la vitesse de frottement  $U_{*m}$  (et le coefficient de frottement  $\lambda_m$ ) sont systématiquement surestimées, tandis que la vitesse moyenne  $U_m$  est systématiquement sous-estimée, lorsque la résolution longitudinale est

grossière (i.e.  $N_t$  faible). Ceci reflète un biais dans le choix des sections délimitant les tronçons (S0, S1, S2, S3, S4, et S5), choisies pour permettre un accès facile aux opérateurs, afin de caractériser les profils transverses de profondeur d'eau et de vitesse longitudinale dans les meilleures conditions de mesure avec l'ADCP ou la perche transparente et de positionner convenablement les sondes de fluorimétrie en débit cumulé. Ainsi, la profondeur d'eau devrait être suffisamment grande, et la vitesse suffisamment faible, ce qui explique ces tendances.

Les grandeurs hydrauliques moyennées sur le tronçon semblent cependant converger vers des valeurs asymptotiques lorsque la résolution longitudinale est suffisamment fine ( $N_t > N_{t\text{conv}}$ ). La limite à  $N_t = N_{t\text{max}}$  correspond à une résolution longitudinale de l'ordre de  $\Delta x_{\text{conv}}/W_m \approx 0.5$ , soit environ une section de mesures hydrauliques à chaque demi-largeur du cours d'eau. Cependant, nous avons vu qu'une résolution de l'ordre de  $\Delta x/W_m \approx 0.8$  suffit à faire converger les grandeurs hydrauliques moyennes (sauf  $\beta_m$  et  $K_m$ ). Étant donné que les grandeurs hydrauliques dépendent de la résolution longitudinale, le coefficient de mélange transverse  $E_y$  et sa forme adimensionnelle  $E_y/(H_m U_{*m})$ , dépendent aussi de cette résolution. On a ainsi pu montrer qu'en ignorant les sections intermédiaires ( $N_t = 0$ ), la valeur de  $E_y/(H_m U_{*m})$  peut descendre jusqu'à 50% de la valeur convergée (à  $N_t = N_{t\text{max}}$ ). Les valeurs de  $E_y/(H_m U_{*m})$  convergées de chaque tronçon varient ici entre 0.18 et 0.41, soit bien moins que celles de la première campagne de mesure (qui variait entre 0.1 et 3.4). En revanche, les conclusions que l'on peut tirer sont limitées par la faible variabilité des grandeurs d'intérêt ( $E_y/(H_m U_{*m})$ ,  $\lambda_m$ , et  $\beta_m$ ), et par les incertitudes relatives non négligeables.

Nous avons en partie rejeté  $K_m$  comme paramètre représentatif de la non-uniformité d'un tronçon car il ne semble pas converger même sur les tronçons avec le plus de sections intermédiaire. Pour tester cela, nous avons étudié des configurations synthétiques simples d'écoulements non uniformes en Annexe 1. Ceci a l'avantage d'explorer une situation réaliste de façon très simple et conceptuelle. Les résultats de convergence sur quatre configurations de topographie du fond de plus en plus complexes, montrent en effet que la convergence de  $K_m$  n'est pas assurée dans un écoulement sur une topographie de fond complexe, tel que rencontrée en rivière de piémont. En revanche, en conduisant une analyse similaire à celle effectuée dans le chapitre 4 (i.e. à  $N_t = 1$ ), la prédiction de l'Eq. (4.2) est plutôt proche des valeurs mesurées. Ceci ne permet donc pas de rejeter complètement cette loi qui pourrait fonctionner à cette échelle.

Enfin, les calculs d'incertitudes de mesure sur chaque grandeur révèle que le coefficient de mélange transverse  $E_y$ , la profondeur d'eau moyenne  $H_m$ , la vitesse moyenne  $U_m$ , le facteur de forme moyen  $\psi_m$ , et la largeur au miroir moyenne  $W_m$ , possèdent des incertitudes plutôt faibles. En revanche, celles de la vitesse de frottement moyenne  $U_{*m}$ , du coefficient de frottement moyen  $\lambda_m$ , et des paramètres de non-uniformité  $\beta_m$  et  $K_m$ , sont très élevées. Ainsi, les valeurs du coefficient de mélange transverse adimensionnel  $E_y/(H_m U_{*m})$  sont elles aussi très incertaines.

## 5.2 Comparaison des résultats avec la littérature

Pour le tronçon S0-S3, pour lequel l'incertitude est plutôt faible (65%) comparé aux autres cas, le coefficient de frottement  $\lambda_m$  vaut 0.23 et le coefficient de mélange transverse adimensionnel  $E_y/(H_m U_{*m})$  vaut 0.29. D'après la littérature en écoulement uniforme de laboratoire (cf. chapitre 1, Eq. (2.61)), on s'attend à avoir  $E_y/(H_m U_{*m}) \approx 0.13$ , ce qui reste compris dans

---

l'incertitude de mesure. Au final, les valeurs rapportées, bien qu'ayant des incertitudes non négligeables, varient entre 0.16 et 0.41, et valent en moyenne 0.3. Ces valeurs sont plutôt proches de celles attendues dans une rivière rectiligne telle que suggérées par la classification de Rutherford (1994) ( $E_y/(H_m U_{*m})$  entre 0.15 et 0.3 d'après Rutherford). De plus, en comparant sur un même graphique les résultats du chapitre 4 et 5 (avec  $N_t = 1$ ), on constate que nos résultats sont plutôt cohérents avec ceux de la littérature. Les résolutions spatiales des mesures hydrauliques utilisées dans les études de la littérature sont grossières comparées à celles du chapitre 4. Ainsi, il est donc probable que les résultats de la littérature soient, eux aussi, exprimés avec des grandeurs hydrauliques non convergées, et donc pas forcément représentatives des conditions réelles (asymptotiques) des écoulements.

D'après nos résultats, l'écoulement étudié dans les différents tronçons peut être considéré comme légèrement non uniforme (valeurs de  $\beta_m$  proches de  $-1$ ). On devrait alors s'attendre à ce que les valeurs de  $E_y/(H_m U_{*m})$  soient proches de celles mesurées en laboratoire ( $E_y/(H_m U_{*m}) \approx 0.13$ ), alors qu'ici elles valent en moyenne 0.29. C'est une valeur proche de celles prédites par les équations prédictives de Jeon et al. (2007) (cf. Eq. (2.63)), Aghababaei et al. (2017) (cf. Eq. (2.64)), et Huai et al. (2018) (cf. Eq. (2.66)) (cf. figure 5.9). Ces équations se basent sur une estimation des valeurs de  $\lambda_m$ ,  $(W/H)_m F_{rm}$ , et  $S_n$  ( $\approx 1$  ici). Les prédictions des équations de la littérature sont du même ordre de grandeur que les valeurs mesurées, notamment pour l'Eq. (2.66) proposée par Huai et al. (2018) (cf. figure 5.9), bien que les deux autres équations, Eqs. (2.64) et (2.63), prédisent des valeurs plus faibles. En revanche, on constate que chacune de ces équations prédit une valeur quasi constante de  $E_y/(H_m U_{*m})$  alors que la mesure de ce dernier présente une variabilité sur la zone d'étude (entre 0.18 sur le tronçon S3-S4, et 0.41 sur tronçon S2-S3). On constate par ailleurs que l'Eq. 4.2 développée au chapitre 4 prédit plutôt bien les plus grandes valeurs, mais sur-estime les faibles valeurs.

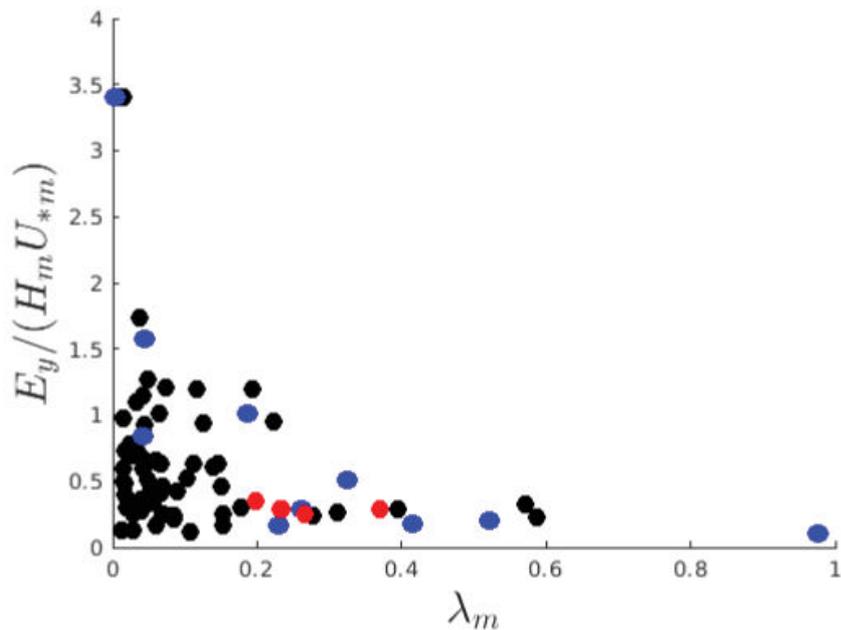


FIGURE 5.8 – Coefficient de mélange transverse  $E_y/(H_m U_{*m})$  en fonction du coefficient de frottement  $\lambda_m$ . Les valeurs du chapitre 5 (en rouge) calculées avec  $N_t = 1$  (cf. tableau 5.5). Les points de pour lesquels  $\lambda_m$  sont les plus élevés sont retirés pour plus de visibilité. Les points bleus représentent les résultats du chapitre 4. Les points de la littérature en rivière (en noir) sont tirés de la base de données rassemblées par Huai et al. (2018).

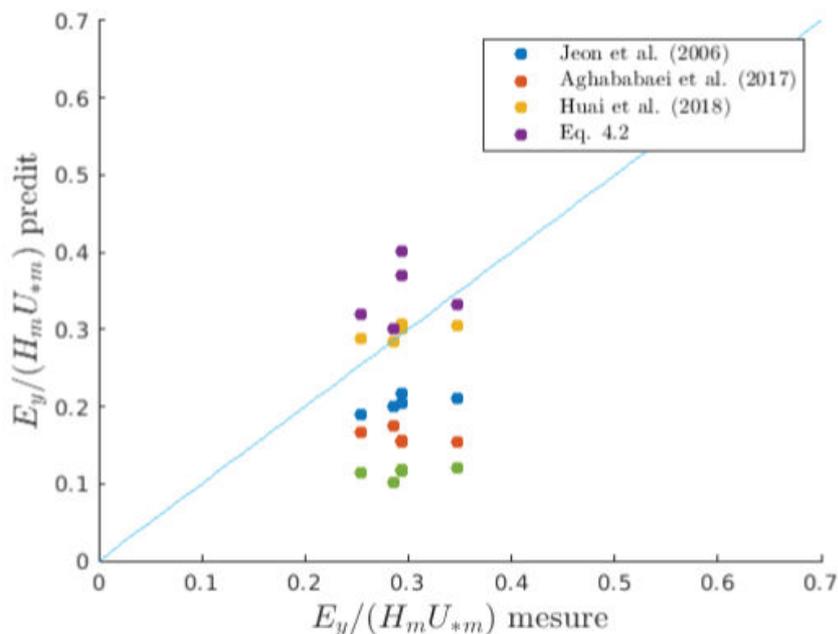


FIGURE 5.9 – Comparaison entre les valeurs du coefficient de mélange mesurées (à  $N_t = N_{t_{\max}}$ ) et prédites (à partir des grandeurs hydrauliques à  $N_t = N_t = 1$ ) par les Eqs. (2.63), (2.64), et (2.66) de la littérature, ainsi que l'Eq. (4.2).

---

### 5.3 Conclusion

Pour conclure, les résultats obtenus à partir des deux campagnes de mesure effectuées sur la Durance (sur la même zone) possèdent de fortes incertitudes de mesures, notamment pour les paramètres qui prennent en compte la pente de charge  $J_f$ . Néanmoins, ils semblent cohérents entre eux lorsque la caractérisation hydraulique est faite avec une résolution plutôt grossière en ne considérant qu'une seule section de mesures hydrauliques intermédiaire ( $N_t = 1$ ). Cependant, le fait que  $K_m$  ne converge pas lorsque  $N_t$  augmente remet en question la pertinence de l'utiliser dans une loi visant à prédire la valeur du coefficient de mélange transverse adimensionnel  $E_y/(H_m U_{*m})$ . En effet, l'Eq. (4.2) proposée à l'issue de la première campagne de mesure, n'est pas invariante avec la résolution. Les deux campagnes dans la Durance ne permettent pas de conclure quant à la relation  $E_y/(H_m U_{*m})$  entre  $\beta_m$  pour des valeurs asymptotiques. Néanmoins, les tendances observées prennent en compte les incertitudes de mesure, et les résultats du chapitre 4 laissent suspecter un effet de  $\beta_m$  sur le mélange transverse. Ceci milite pour effectuer une expérience en laboratoire dans des conditions d'écoulement contrôlées, dans le but de mettre en évidence l'influence de la non-uniformité dans un écoulement simple. Un des objectifs sera alors de conclure quant à l'influence du paramètre  $\beta_m$  sur le coefficient de mélange transverse adimensionnel.

# Chapitre 6

## Expérimentations en écoulements accélérés de laboratoire

### 1 Introduction

#### 1.1 Rappel des chapitres précédents

Les expériences de traçage conduites dans les canaux droits de laboratoire, rapportées dans la littérature, ont considéré des écoulements dont la condition d'uniformité est assurée ( $\beta_m \approx -1$ ). La valeur du coefficient de mélange transverse  $E_y/(H_m U_{*m})$  valait entre 0.1 et 0.25 (cf. figure 2.14). Seules les expériences en présence de cylindres émergents menées par Fischer (1975), ou effectuées dans des canaux courbes à faible rapport d'aspect  $W_m/H_m$  par Boxall et al. (2003), ont révélé des valeurs plus importantes qui s'approchaient de celles des études en rivières (entre 0.1 et 1.5).

Les valeurs de  $E_y/(H_m U_{*m})$  obtenues sur la Durance sont fortement variées (entre 0.1 et 3.4), et ne sont pas expliquées par les lois empiriques de la littérature, cf. Eqs. (2.63), (2.64), et (2.66), mais nous avons pu montrer que le coefficient de non-uniformité  $\beta_m$  caractérisant le régime d'écoulement (accéléré  $\beta_m < -1$ , uniforme  $\beta_m = -1$ , et décéléré  $\beta_m > -1$ ) permettait d'expliquer les fortes valeurs de  $E_y/(H_m U_{*m})$  obtenues sur la Durance. En effet, ces fortes valeurs sont trouvées dans des écoulements fortement non-uniformes et peu rugueux (coefficient de frottement  $\lambda_m$  faible), notamment dans des tronçons comprenant une transition mouille-radier (en écoulement accéléré avec  $\beta < -1$ ), ou radier-mouille (en écoulement décéléré avec  $\beta > -1$ ). Nous avons donc fait l'hypothèse que l'augmentation du coefficient de mélange transverse adimensionnel est symétrique autour de la valeur de  $\beta = -1$ , et avons introduit le paramètre  $K_m$ , défini comme la moyenne longitudinale de  $K = |\beta + 1|$  pondérée par la distance entre les sections de mesures hydrauliques successives. Ce paramètre est toujours positif en présence de non-uniformité, et nul si l'écoulement est uniforme. Nous avons proposé une relation linéaire simple entre  $E_y/(H_m U_{*m})$  et le coefficient  $K_m$  sur la zone d'étude, i.e. cf. Eq. (4.2).

Néanmoins, nous avons aussi pu montrer dans le chapitre 5 que l'estimation correcte (valeurs convergées) des grandeurs hydrauliques moyennes qui caractérisent l'écoulement au sein d'un tronçon nécessite une forte résolution spatiale, c'est-à-dire d'effectuer des mesures des conditions hydrauliques de l'écoulement sur un nombre  $N_f$  suffisant de sections intermédiaires

---

en plus des deux sections de mesure de concentration délimitants le tronçon. L'incertitude associée à un nombre trop faible de sections intermédiaires peut atteindre 50% de la valeur de  $E_y/(H_m U_{*m})$ , et jusqu'à 240% de la valeur du coefficient de frottement  $\lambda_m$ . Les valeurs de  $\beta_m$  et  $K_m$ , elles, ne convergent pas forcément, même lorsque la totalité des sections intermédiaires est considérée ( $N_t$  élevé). On montre d'ailleurs dans un cas synthétique que  $\beta_m$  finit par converger lorsque  $N_t$  atteint des valeurs élevées ( $N_t \approx 20$ ), tandis que  $K_m$  ne fait qu'augmenter avec  $N_t$ . Ces résultats du chapitre 5 remettent donc en question une partie des résultats du chapitre 4. Néanmoins, en limitant l'analyse aux cas où la convergence des grandeurs hydrauliques ( $H_m$ ,  $U_m$ ,  $U_{*m}$ ,  $W_m$ , et  $\lambda_m$ ), au sein des tronçons du chapitre 4, est vérifiée (à l'exception de  $\beta_m$ ), l'augmentation du coefficient de mélange transverse adimensionnel semble se retrouver dans le cas d'écoulements décélérés (cf. figure 5.5c).

Jusqu'ici, le principal résultat de cette thèse est que les mesures issues d'expériences de traçage en rivière sont difficilement comparables, entre elles et avec les valeurs de la littérature en écoulement uniforme, à cause du problème de convergence des grandeurs hydrauliques moyennes utilisées, ainsi que les incertitudes de mesures. Ceci peut remettre en question une grande partie des données disponibles dans la littérature concernant les valeurs de  $E_y/(H_m U_{*m})$  mesurées en rivière, et peut expliquer pourquoi les lois empiriques basées sur la totalité, ou une partie, des résultats disponibles ne sont pas généralisables, et n'offrent pas d'explication physique des différentes valeurs de  $E_y/(H_m U_{*m})$ . Par ailleurs, les résultats des chapitres 4 et 5 montrent que l'augmentation la valeur de  $E_y/(H_m U_{*m})$  en présence de non-uniformités longitudinales est plausible (lorsque  $\beta_m$  s'éloigne de  $-1$ ), bien qu'elle se produise aussi lorsque le coefficient de frottement  $\lambda_m$  diminue.

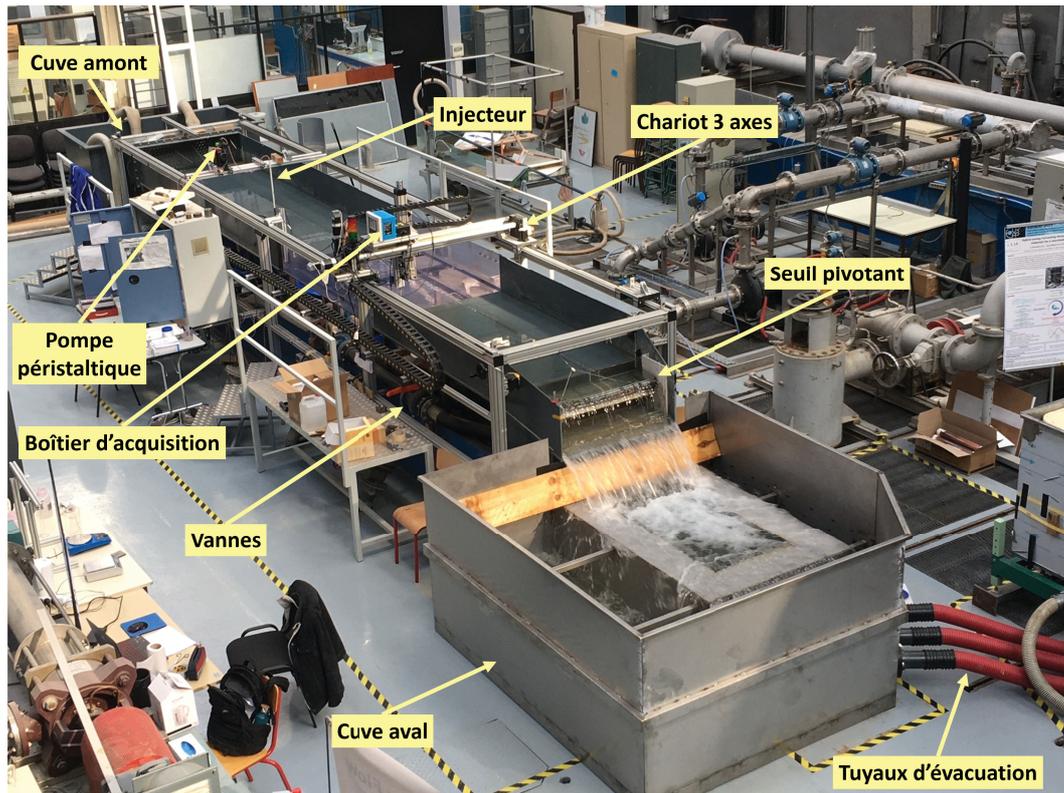
## 1.2 Objectifs de ce chapitre

Pour s'affranchir des problèmes de convergence des estimations des grandeurs hydrauliques faites en rivière, nous choisissons d'effectuer des expériences de traçage en conditions contrôlées dans un canal hydraulique droit. L'objectif de ce chapitre est donc double : 1) d'abord, générer des écoulements non uniformes bien contrôlés en canal de laboratoire, et s'assurer de la convergence de grandeurs hydrauliques moyennes caractéristiques de l'écoulement (pour  $\beta_m$  ou  $K_m$  notamment); 2) puis, mettre en évidence l'influence de la non uniformité longitudinale de l'écoulement sur la valeur du coefficient de mélange transverse adimensionnel, sous la forme  $E_y/(H_m U_{*m}) = f(\beta_m)$ , en maintenant constant le coefficient de frottement  $\lambda_m$ .

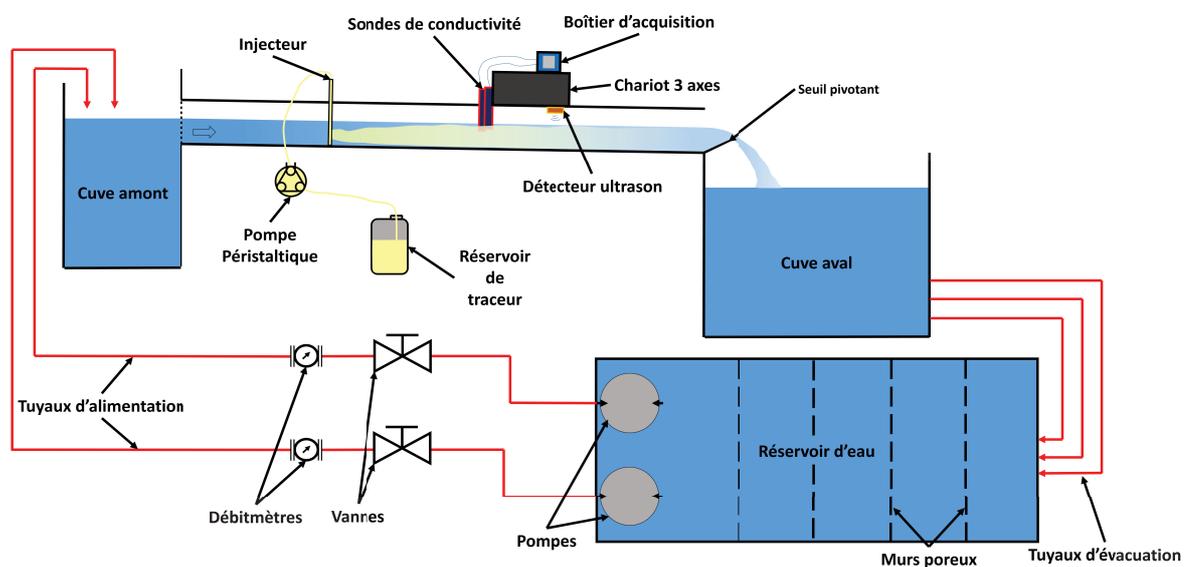
# 2 Dispositif expérimental

## 2.1 Canal hydraulique

Les expériences en laboratoire ont été conduites dans un canal droit du LMFA de l'INSA Lyon, cf. figure 6.1a. Il s'agit d'un canal en PVC à section rectangulaire de 8 m de long, de largeur  $W = 1.2$  m, et avec une pente fixe de  $0.0018^\circ$ . Un seuil (volet) inclinable de  $0^\circ$  à  $90^\circ$  est positionné à l'aval du canal, et permet d'augmenter la profondeur d'eau moyenne  $H_m$  en le redressant.



(a)



(b)

FIGURE 6.1 – Canal hydraulique du LMFA : (a) vues d'ensemble, (b) schéma du fonctionnement du canal.

Un réservoir de 200 m<sup>3</sup>, commun aux différents canaux du hall hydraulique, est situé au sous-sol, cf. figure 6.1b. Ce réservoir est sectionné par des murs poreux, et alimente le canal grâce à deux pompes de débit maximal de 60 L/s chacune. Ces pompes sont connectées à un boîtier d'asservissement qui permet à un utilisateur de définir une consigne de débit. Deux dé-

---

bitmètres électromagnétiques sont installés sur les lignes d'arrivée d'eau du canal, et permettent une rétroaction sur les pompes pour suivre la consigne de débit avec une incertitude de l'ordre de 0.1 L/s sur le débit total. L'eau du réservoir arrive jusqu'à la cuve amont, et atteint le canal en passant par un nid d'abeille, un convergent, et enfin des tampons de grillage, ce qui permet d'homogénéiser la distribution de vitesse amont sur la direction transverse, et de contrôler le niveau de turbulence amont.

Une cuve de récupération d'eau spécialement conçue pour cette expérience a été installée à l'aval (cf. figure 6.1a). Elle permet de récupérer et d'évacuer l'eau du canal "polluée" par le traceur lors des expériences de traçage. Afin d'éviter de gaspiller l'eau en la rejetant dans les égouts, l'eau polluée est rejetée dans le réservoir commun mais loin des pompes d'alimentation à l'aide des tuyaux d'évacuation (cf. figure 6.1a). Ceci rend possible le travail en circuit d'eau fermé dans le laboratoire au cours d'une expérience, tout en limitant l'augmentation de la concentration en polluant au niveau des pompes d'alimentation. Évidemment, au bout de plusieurs heures d'expériences, la concentration en traceur dans le réservoir augmente. Le niveau de base de l'eau du canal est néanmoins mesurée en continue lors des expériences pour corriger toute dérive. Lorsque la concentration du réservoir finit par être trop élevée, l'eau est purgée et remplacée par de l'eau claire.

Le canal hydraulique est équipé d'une structure métallique sur laquelle est installé un chariot à déplacement électrique suivant deux axes (longitudinal et transverse), contrôlable depuis un ordinateur grâce au logiciel LabView (cf. figure 6.1a). Ce chariot peut être équipé de différentes sondes, et suivre un chemin prédéfini pour effectuer les différentes mesures. La structure est faite pour que le chariot se déplace parallèlement au canal, donc avec une pente de  $0.0018^\circ$  suivant l'axe longitudinal.

## 2.2 Expériences de traçage

### 2.2.1 Choix du traceur

D'après mon étude bibliographique (cf. tableau 2.1), les études de traçage en canaux de laboratoire se basent sur des mesures de fluorescence (avec comme traceur la Rhodamine WT), ou sur des mesures de conductivité (avec comme traceur un sel). Pour des raisons de facilité de mesure, la présente étude s'oriente sur l'utilisation de sel. En effet, une solution saline fortement concentrée dispose d'une très bonne conductivité électrique et est donc facilement mesurable par des sondes de conductivité placées à l'aval de l'injection.

Avant chaque journée d'expériences, un réservoir de solution saline est préparé. Une masse de sel en poudre de commerce (NaCl) de 100 g est d'abord mesurée à l'aide d'une balance numérique de précision 0.01 g, puis est progressivement diluée dans deux litres d'eau du canal à l'aide d'un agitateur magnétique. L'opération est répétée 5 à 10 fois pour obtenir 10 à 20 L de solution saline. La concentration de la solution à injecter ainsi atteinte est de  $C_0 = 50$  g/L, avec une incertitude de l'ordre de 2%, ce qui permet d'avoir un bon rapport signal sur bruit de conductivité même lorsque la conductivité de l'eau du réservoir commun augmente au fur et à mesure des expériences. Cependant, à cette concentration, la solution saline a une densité de l'ordre de 1.03 (supérieure à celle de l'eau du canal), de sorte que la solution injectée dans l'écoulement plonge se retrouve rapidement au fond du canal. Pour un volume donné d'eau

salée avec une concentration en sel de  $C_0$ , on ajoute alors 15% du volume en éthanol pur à 96% (de densité 0.79), ce qui permet retrouver une densité proche de celle de l'eau du canal à moins d'1%. On vérifie finalement la densité de la solution à l'aide d'un densimètre DMA 35 Anton Paar (cf. figure 6.2). La solution injectée est alors finalement un mélange d'eau, de sel, et d'éthanol.

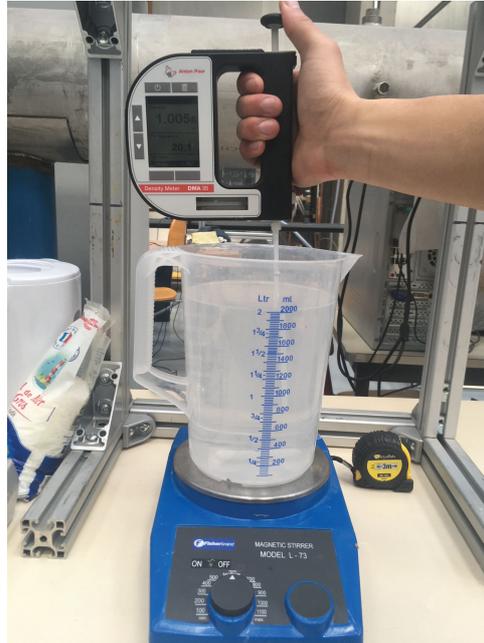


FIGURE 6.2 – Utilisation d'un densimètre DMA 35 dans 2 L de solution saline et d'éthanol pour vérifier que la solution d'injection est de densité proche de celle de l'eau ( $\approx 1$ ).

### 2.2.2 Système d'injection

Pour injecter la solution saline dans l'écoulement, le réservoir de solution est monté en vase de Mariotte, cf. figure 6.3a. Le bouchon du réservoir est d'abord traversé par un tube large plongé dans la solution. Puis, un tuyau de section plus petite passe à travers le tube, et est connecté à une pompe péristaltique pour emmener la solution à un injecteur (cf. figure 6.3b). Le débit de cette pompe est sensible à la différence de hauteur piézométrique aux deux extrémités du tuyaux. Pour s'en affranchir, la pompe aspire la solution au fond du vase de Mariotte, ce qui permet de maintenir un débit constant sur la durée des expériences. La pompe permet de délivrer un débit maximal de  $q = 16.7 \times 10^{-4}$  L/s avec une incertitude de  $\pm 10^{-5}$  L/s, et achemine la solution saline sous forme de pulses réguliers jusqu'à un injecteur transversant l'écoulement de la surface jusqu'au fond du canal.

L'injecteur a été fabriqué par impression 3D spécifiquement pour cette expérience. Il a été dessiné pour avoir un profil hydrodynamique et avoir la plus faible influence sur l'écoulement (faible lâcher tourbillonnaire à l'aval). De plus, il a été percé de plusieurs trous dans son long pour favoriser une concentration quasi-homogène sur toute la colonne d'eau dès l'injection. L'efficacité de ce système d'injection a été testée visuellement avec une solution coloré (cf. figure 6.3b). On constate bien que la couleur est répartie sur la colonne d'eau, ce qui valide notre système. L'injecteur a été placé au centre de l'écoulement  $y_0 = 0.5W$ , avec une incertitude de  $\pm 1$

cm. La section d'injection  $S_0$  a été positionnée à l'abscisse  $x_0 = 0$  m, que l'on fixe à 1.29 m de l'amont du canal. Au final, nous avons choisi d'injecter un traceur passif iso-dense (mélange de sel, d'eau, et d'éthanol) au centre du canal ( $y_0/W \approx 0.5$ ) et de façon homogène sur la verticale.

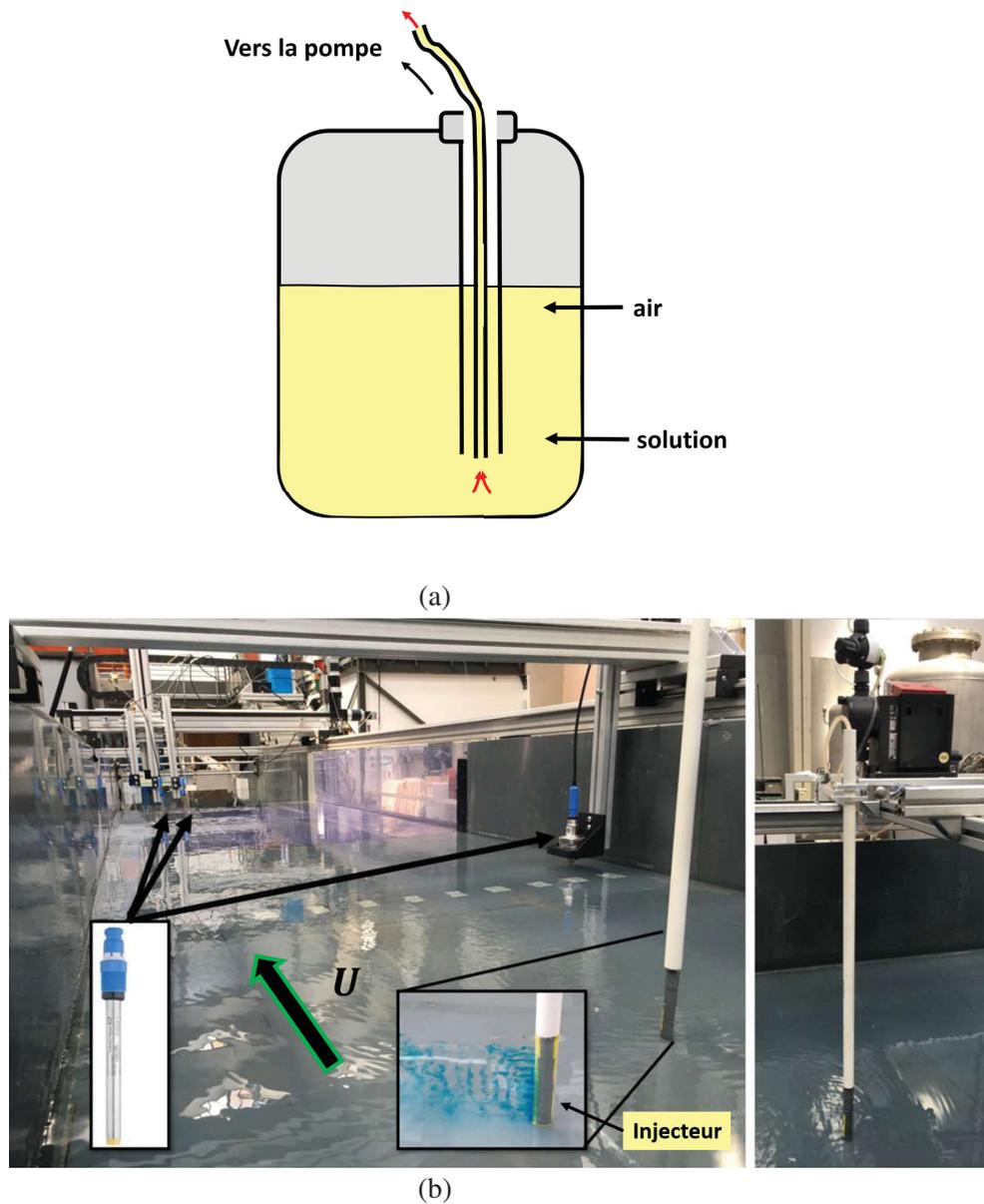


FIGURE 6.3 – Éléments du système d'injection : (a) réservoir de solution d'injection monté en vase de Mariotte, (b) injecteur en ABS (plastique), fabriqué par impression 3D. Un test est effectué avec une solution colorée pour évaluer la bonne homogénéité de la concentration sur la verticale dès l'injection, ce qui est suffisant dans l'objectif de favoriser un mélange vertical rapide, d'ailleurs plus rapide que sur le terrain a priori (injection en surface) (cf. chapitres 3, 4, et 5).

### 2.2.3 Mesure de concentration

L'objectif pour chaque expérience est de déterminer des profils transverses de concentration en sel pour deux sections transverses. Nous définissons  $x$  comme l'axe longitudinal, avec  $x = 0$  à la section amont du canal, et  $y$  (ou  $\eta$ ) comme l'axe transverse du canal avec  $y = 0$  ( $\eta = 0$ ) à la paroi latérale droite du canal. Avec la section d'injection S0 positionnée à  $x_0 = 1.29$ , et les deux sections de mesure de concentration aux sections S1 à  $x_1 = 4.91$  m et S2 à  $x_2 = 5.82$  m (cf. figure 6.4).

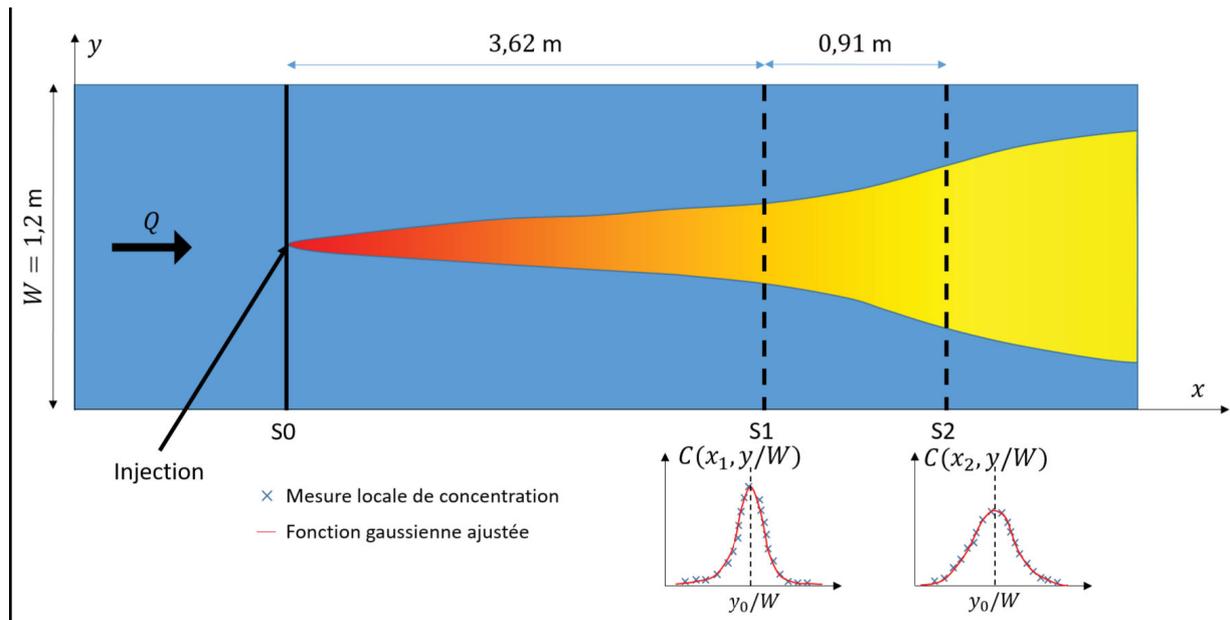


FIGURE 6.4 – Représentation schématique des expériences réalisées en canal droit, avec une section d'injection (S0), et deux sections de mesures de concentration à l'aval (S1 et S2).

La mesure de la concentration en sel s'effectue depuis la surface à partir d'une mesure de conductivité de l'eau du canal à l'aval de l'injection. Les sondes Memosens CLS82D (<https://www.fr.endress.com/>) ont été choisies. Ces sondes possèdent une tête de mesure en céramique d'environ 12 mm de diamètre avec 4 électrodes en platine (cf. figure 6.5a), au bout d'un corps plus ou moins fin, cf. figures 6.5b et 6.5c. Ce type de sonde est idéal pour permettre une mesure sur une grande gamme de conductivité. Les deux électrodes les plus excentrées sont alimentées en courant alternatif et permettent la mesure du courant dans l'eau. Les deux électrodes les plus au centre sont des capteurs passifs, et mesurent la différence de potentiel dans l'eau. Elles permettent de compenser l'effet de polarisation qui apparaît lorsque la quantité d'ions dans l'eau devient trop élevée (concentration en sel trop importante). Les deux signaux (courant et tension) des trois sondes sont transmis à un boîtier d'acquisition commun à l'aide de transmetteurs à induction (sans contact) (cf. figure 6.5b) avec une fréquence d'échantillonnage de  $f_s = 1$  Hz au minimum. Ce boîtier calcule directement la conductivité de l'eau, avec une incertitude de  $\pm 5 \cdot 10^{-4} \mu\text{S/cm}$ , et permet d'enregistrer le signal de conductivité en fonction du temps sur une carte SD.

Un test de convergence de la mesure de conductivité a été mené dans le but de déterminer le temps de mesure nécessaire à l'obtention d'une valeur moyenne (temporelle) asymptotique

de la conductivité en un point (cf. figure 6.6a). Le signal mesuré présente une oscillation dans l'incertitude de mesure avec une période de l'ordre de 200 s. Cette oscillation ne peut pas être expliquée par le débit pulsé produit par la pompe péristaltique, ces pulses étant de l'ordre d'une seconde. La valeur de conductivité moyenne atteint une valeur asymptotique lorsque  $t > 100$  s. Ainsi, une mesure de conductivité de 200 s par point depuis la fin du déplacement des sondes (cf. figure 6.6a) suffit à assurer une valeur convergée (à moins de 1% de la valeur asymptotique) de la conductivité moyenne locale. Avec 15 positions transverses suivies par le chariot (soit 30 points de mesure au total mesurés par les deux sondes), la caractérisation d'un profil transverse de conductivité prend environ 50 minutes.

Une calibration est effectuée chaque jour d'expérience dans le but de déterminer la relation entre la conductivité mesurée  $C_d$  ( $\mu\text{S}/\text{cm}$ ) par chaque sonde à des concentrations  $C$  ( $\text{g}/\text{L}$ ) de sel connues. Pour effectuer une calibration, une solution mère est d'abord préparée en prenant une masse de sel de 10g, grande par rapport à la précision de la balance utilisée, et en la diluant dans un litre d'eau du canal. Puis, la concentration de la solution mère est diminuée en ajoutant des incréments de volume connus d'eau du canal. La conductivité  $C_d$  de chaque solution fille est ensuite enregistrée. Pour déterminer la loi de calibration de chaque sonde, la conductivité de l'eau du canal seule  $C_{d0}$  (le bruit de fond) est aussi mesurée, puis retranchée aux autres valeurs mesurées. Une régression linéaire est finalement effectuée pour chaque sonde (cf. figure 6.5d), ce qui permet d'établir une loi du type :

$$C = (C_d - C_{d0}) \times k_c \quad (6.1)$$

où  $k_c$  ( $\text{kg m}^{-2}/\text{S}$ ) est une constante de proportionnalité valable pour une journée d'expérience. En effet, nous avons remarqué que la courbe de calibration pouvait varier d'un jour à l'autre même en suivant précisément le protocole. Le bruit de fond  $C_{d0}$  est donc aussi mesuré pendant les expériences pour corriger l'éventuelle augmentation de la conductivité de l'eau du canal au cours des expériences.

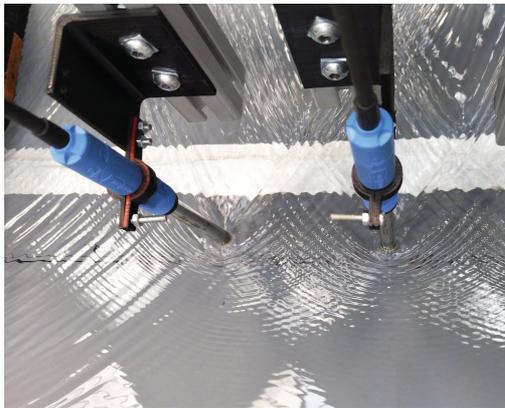
Parmi les trois sondes considérées, deux d'entre elles ont un corps fin d'environ 10 cm de long. Ces deux sondes sont fixées au chariot de déplacement automatique, à l'aide de supports fabriqués par impression 3D (cf. figure 6.5c), afin de mesurer les profils transverses de conductivité à deux profondeurs d'eau différentes. Ainsi, l'homogénéité de la conductivité (et donc de la concentration) sur la colonne d'eau a pu être vérifiée. Elles sont espacées d'environ 10 cm suivant la direction transverse. Lors d'une expérience, le chariot se déplace pour atteindre 15 positions transverses (soit 30 points de mesure cumulés pour les deux sondes) pour chaque section, ce qui permet aux sondes de mesurer la conductivité, et donc la concentration en sel, sur une grande partie de la largeur du canal (entre  $y/W = 0.15$  et  $y/W = 0.85$ ), cf. figure 6.6b. Un code Matlab découpe le signal temporel de conductivité  $C_d(t)$  mesuré par les deux sondes, à partir des positions du chariot, afin d'obtenir les profils transverses de conductivité  $C_d(y)$  mesurés à chaque section (à S1 et S2). La troisième sonde sert à mesurer le bruit de fond dans le canal, et l'éventuelle dérive de conductivité présente si la conductivité de l'eau du canal augmente au cours d'une expérience (ce qui s'est produit pour une expérience avant de purger le réservoir commun). Celle-ci a un corps beaucoup plus large, et est utilisée pour mesurer la conductivité de l'eau du canal à l'amont de la mesure (dans une zone non polluée par le traceur), à seulement 1 cm sous la surface pour ne pas trop perturber l'écoulement. Les profils transverses de concentration moyennés sur la verticale  $\tilde{c}(y/W)$  mesurés aux sections S1 et S2 sont finalement déterminés en utilisant la loi de calibration Eq. (6.1).



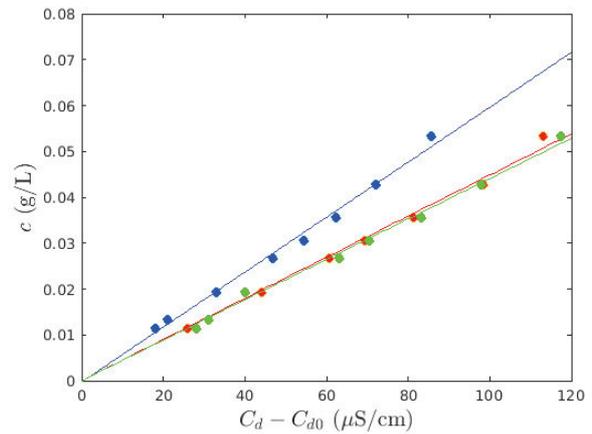
(a)



(b)



(c)



(d)

FIGURE 6.5 – Caractérisation des sondes de conductivité : (a) tête de mesure avec les quatres électrodes en platine, (b) sonde large avec le boîtier numérique commun aux trois sondes, (c) sondes de mesure des profils de concentration sur leurs supports, (d) exemple de courbes de calibration journalière de la concentration  $C$  en fonction de la conductivité mesurée  $C_d - C_{d0}$  pour les trois sondes. Les couleurs bleues et rouges représentent les points de mesures et les courbes de calibration des deux sondes mesurant les profils de concentration. La couleur verte représente ceux de la sonde mesurant le "bruit de fond" à l'amont du canal.

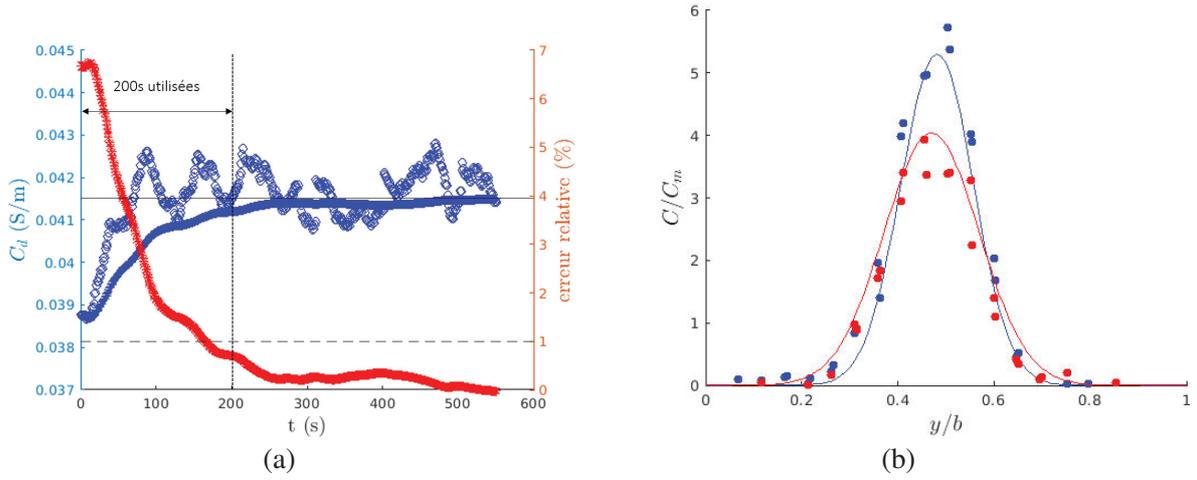


FIGURE 6.6 – Caractérisation de la mesure de conductivité : (a) conductivité instantanée (en ronds bleus vides), moyenne cumulée (en ronds bleus pleins), et l'écart relatif (en rouge) de la moyenne cumulée à la moyenne finale (trait noir continu horizontal), (b) exemples de profils transverse de concentration mesurés à la section S1 (en point bleu) et la section S2 (en point rouge) pour un débit de  $Q = 21.25$  L/s. L'ajustement des deux courbes gaussiennes sur les profils mesurés est représenté par des lignes continues bleu (pour S1) et rouge (pour S2).

## 2.2.4 Détermination du coefficient de mélange transverse

Les profils transverses de concentration, mesurés aux sections S1 et S2, sont d'abord normalisés par la concentration moyenne  $c_m = C_0 \times q/Q$ , puis finalement utilisés pour déterminer le coefficient de mélange transverse  $E_y$  des trois tronçons possibles, i.e. S0-S1, S0-S2, et S1-S2. Comme le nuage de traceur n'a pas le temps de s'étendre jusqu'aux parois latérales, une forme gaussienne est attendue pour chaque profil transverse de concentration mesuré. On choisit d'ajuster simplement une courbe gaussienne en déterminant la valeur de sa variance  $\sigma_{y/W}^2$  et la position d'injection  $y_0/W$  qui permettent d'approcher au mieux les profils mesurés du point de vue des moindres carrés. De plus, comme la section du canal est rectangulaire et que les profils transverses de profondeur d'eau  $h(y/W)$  et  $\tilde{u}(y/W)$  sont quasi uniformes. D'après l'Eq. (2.33), le profil transverse théorique de concentration moyennée sur la profondeur ( $\tilde{c}$ ) à l'aval de l'injection à  $x_0 = 1.29$  s'écrit :

$$\tilde{c}(x - x_0, y/W) = \frac{1}{\sqrt{(2\pi\sigma_{y/W}^2(x))}} \times \exp\left(-\frac{\left(\frac{y}{W} - \frac{y_0}{W}\right)^2}{2\sigma_{y/W}^2(x)}\right) \quad (6.2)$$

où  $\sigma_{y/W}^2(x) = 2E_y(x - x_0)/UW^2$ . Les grandeurs  $U_m$ ,  $H_m$ , et  $\psi_m$  sont respectivement la vitesse longitudinale, la profondeur d'eau, et le facteur de forme, moyens sur le tronçon considéré.

Le coefficient de mélange transverse  $E_y$  moyen entre deux sections transverses, e.g. entre  $x = x_1$  et  $x = x_2$ , s'établit alors à partir de la dérivée de la variance suivant  $x$ , cf. Eq. (2.45). Par exemple pour le tronçon S1-S2, on a :

$$E_{y_{x_1, x_2}} = \frac{U_{m1,2} W_{m1,2}^2}{2} \frac{\sigma_{y/W}^2(x_2) - \sigma_{y/W}^2(x_1)}{x_2 - x_1} \quad (6.3)$$

où  $U_{m1,2}$  est la vitesse longitudinale moyenne et  $W_{m1,2}$  est la largeur moyenne du tronçon S1-S2,  $\sigma_{y/W^2_1}$  et  $\sigma_{y/W^2_2}$  sont les variances adimensionnelles déterminées par l'ajustement de l'Eq. (6.2) aux sections S1 et S2 respectivement. Pour déterminer le coefficient de mélange entre l'injection (S0) et une section transverse (S1 ou S2), on applique l'Eq. (6.3) avec la variance à l'injection valant  $\sigma_{y/W^2}(x_0) = 0$ , de sorte que par exemple pour le tronçon S0-S2 :  $E_{y,x_0,x_2} = U_{m0,2}W_{m0,2}^2\sigma_{y/W^2_2}/(x_2 - x_0)$ .

## 2.3 Caractérisation hydraulique

### 2.3.1 Méthodes de mesure et déploiement

À l'instar des expériences réalisées dans la Durance, les mesures de concentration sont à compléter par des mesures hydrauliques afin de quantifier les grandeurs moyennées spatialement  $H_m$ ,  $U_m$ ,  $U_{*m}$ , etc. Comme la forme de la section du canal est rectangulaire, la vitesse longitudinale moyenne  $U(x)$  à une section donnée est déterminée pour un débit  $Q$  connu, à partir de la largeur du canal  $W(x)$ , et de la profondeur d'eau moyenne  $H(x)$ , telles que  $U(x) = Q/(W(x)H(x))$ .

La profondeur d'eau  $H(x)$  est mesurée avec un détecteur de distance à ultrason Baumer UNDK 2016912/S35A installé sur le chariot électrique face au fond du canal (cf. figure 6.7a). Celui-ci est piloté par le logiciel LabView, et permet une mesure avec une incertitude de  $\pm 0.5$  mm. À chaque point de mesure, un signal ultrasonique de 290 kHz est émis. Le signal est réfléchi par une surface, qui peut être le fond du canal (si celui-ci est vide) ou la surface libre, et est réceptionné par le détecteur sous forme de tension  $T$  allant de 0 (près du détecteur) à  $\approx 9.5$  V (loin du détecteur). La distance entre le détecteur et la surface de réflexion est déterminée par le temps entre l'émission du signal et la réception de son écho.

La plage de mesure du détecteur peut être ajustée à son allumage pour augmenter la précision. On définit d'abord le "point bas"  $z_{pb}$  (m) de la mesure depuis un niveau de référence ( $z = 0$ ), où  $T \approx 10$  V, puis le "point haut"  $z_{hb}$  (m), où  $T = 0$  V. Le niveau  $z$  depuis la référence va donc dépendre de  $z_{pb}$  et de la distance relative  $dz_r = z_{hb} - z_{pb}$  (m). Ainsi, une calibration du détecteur est nécessaire pour déterminer la relation entre la tension mesurée et la distance  $d$  en fonction de  $dz_r$ . Six valeurs de  $dz_r$  sont considérées, et la tension de 4 à 8 positions connues depuis le point bas est mesurée. Une régression linéaire est effectuée pour déterminer la loi de calibration Eq. (6.4) pour chaque valeur de  $dz_r$  sous la forme :  $z = z_{pb} + k_1T + k_2$ , où  $k_1$  et  $k_2$  sont les coefficients de la loi calibration. Les figures 6.7c et 6.7d montrent que les coefficients  $k_1$  et  $k_2$  évoluent linéairement en fonction de  $dz_r$ , et valent 0 lorsque  $dz_r = 0$ . En effectuant une régression linéaire entre  $k_1$  et  $dz_r$ , et  $k_2$  et  $dz_r$ , la loi de calibration générale s'exprime comme :

$$z = z_{pb} + k_1 \times T + k_2 \quad (6.4)$$

avec  $k_1 = -0.132dz_r$  et  $k_2 = 1.247dz_r$ .

Ainsi, le niveau du fond  $z_b$  et de la surface libre  $z_s$  peuvent être mesurés de cette façon. La profondeur d'eau locale est finalement déterminée par  $h = z_s - z_b$ .

Le fond du canal est supposé sans pente transverse. La mesure ultrason s'effectue donc (pour chaque écoulement) sur la ligne centrale du canal seulement (à  $y/W = 0.5$ ), et avec un pas longitudinal de mesure de  $\Delta x = 0.04$  m. On considère ainsi qu'une mesure locale de  $h(x)$  suffit à déterminer la profondeur d'eau moyenne  $H(x)$ . Un exemple de mesure de  $H(x)$  pour le cas d'un écoulement à  $Q = 15$  L/s est donné dans la figure 6.9.

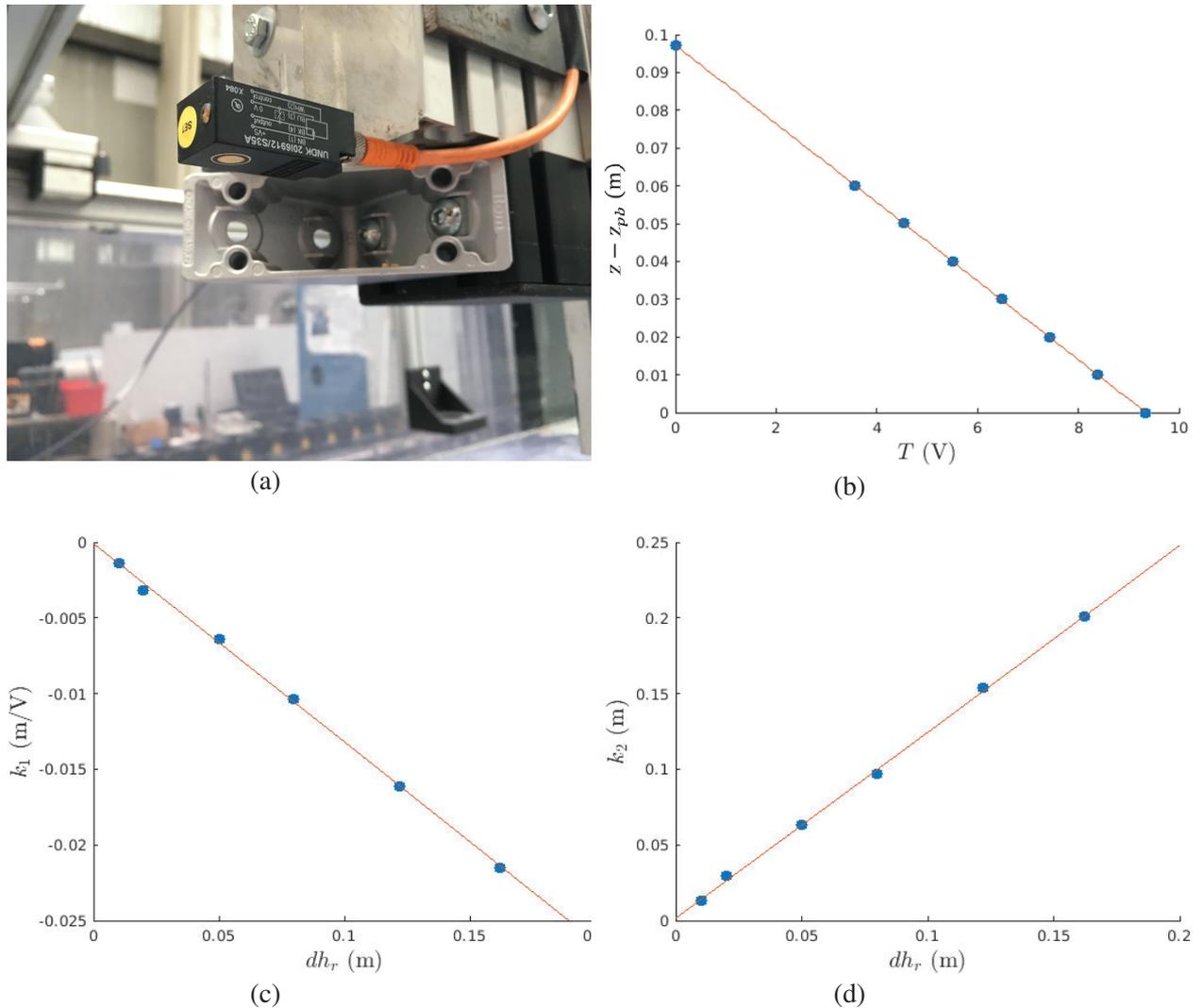


FIGURE 6.7 – Caractérisation du détecteur de distance à ultrason : (a) détecteur de distance en place sur le chariot de déplacement automatique, (b) Exemple de calibration du niveau  $z$  depuis le point bas  $z - z_{pb}$  en fonction de la tension mesurée  $T$  pour une plage de mesure entre le point haut et bas de  $dh_r = 8$  cm, avec la loi de calibration valant ici  $z - z_{pb} = -0.0104T + 0.0972$ , (c) coefficient directeur  $k_1$  (m/V) en fonction de  $dh_r$ , (d) ordonnée à l'origine  $k_2$  (m) en fonction de  $dh_r$ .

### 2.3.2 Génération d'écoulements non uniformes

Pour des raisons de simplicité de mise en place, nous avons choisi de générer des écoulements accélérés en modifiant la pente du fond. Pour cela, nous avons installé une contre-pente en PVC de 1 m de long et de 1.19 m de large qui permet de couvrir toute la largeur du canal (cf.

figure 6.8a). Elle est installée à partir de 4.9 m de l'amont du canal, et s'appuie sur des briques pour permettre de passer d'une pente de  $J_b \approx 0.0018$  à  $J_b \approx -0.0551$ . La hauteur critique, qui correspond à la hauteur d'eau nécessaire à l'obtention d'un nombre de Froude unitaire ( $F_r = 1$ ), est atteinte légèrement à l'aval de la contre-pente, ce qui rend le seuil aval du canal inutile. La ligne d'eau est alors uniquement contrôlée par le débit total  $Q$  choisi. Ainsi, l'écoulement à l'amont de la contre-pente est légèrement décéléré, tandis qu'il est très accéléré au niveau de la contre-pente (cf. figure 6.9). Dans le but d'augmenter encore plus la non uniformité longitudinale, un convergent latéral a par la suite été ajouté sur la contre-pente (cf. figure 6.8b). Il consiste en deux morceaux de polystyrènes taillés sous forme de prismes triangulaires de 1 m de long, 22 cm de large, et 15 cm de haut.

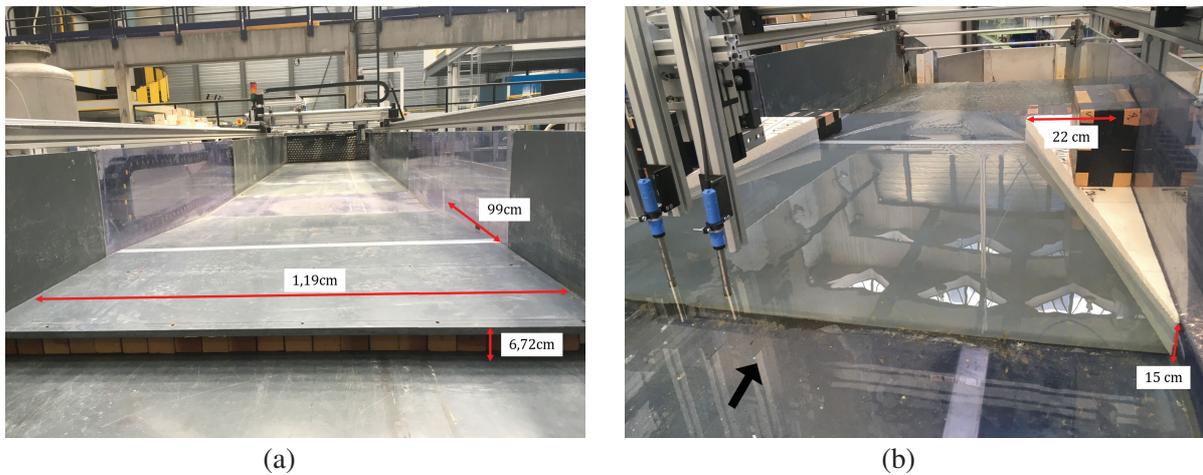


FIGURE 6.8 – Génération d'écoulements non uniformes par l'installation : (a) de la contre-pente, (b) de la contre-pente et du convergent latéral.

Quatre valeurs de débit  $Q$  ont été considérées pour la configuration avec la contre-pente seule ( $Q = 13.5; 15; 17.5; 21.25$  L/s), et deux pour la configuration avec la contre-pente et le convergent latéral ( $Q = 14.25; 15$  L/s). Les grandeurs hydrauliques moyennes caractéristiques de l'écoulement moyen sont rassemblées dans le tableau 6.1. Le cas du débit  $Q = 15$  L/s est commun aux deux configurations. Dans le cas avec convergent latéral, la profondeur d'eau est plus importante sur toute la longueur du canal (cf. figure 6.9a), tandis que la vitesse longitudinale moyenne est plus faible à l'amont de la section S1, mais augmente plus fortement pour être plus grande à la section S2 (cf. figure 6.9b). L'accélération, et ainsi la non uniformité longitudinale, est donc plus importante dans la configuration avec convergent latéral que dans la configuration sans convergent.

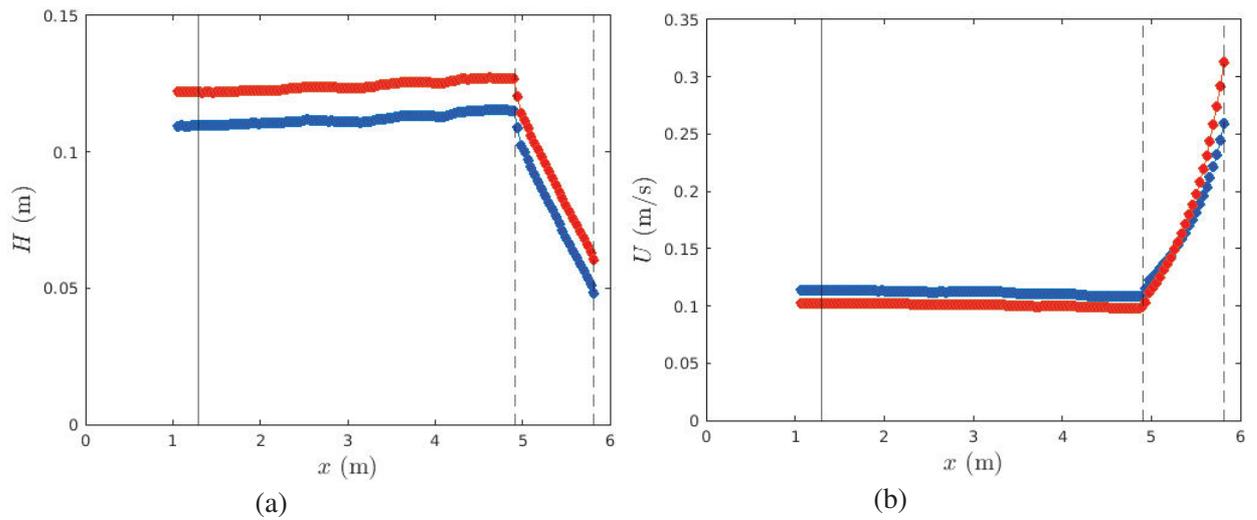


FIGURE 6.9 – Comparaison des profils longitudinaux pour un débit de 15 L/s, sans (en points bleus) et avec (en points rouges) convergent latéral : (a) de la profondeur moyenne  $H$ , (b) de la vitesse longitudinale moyenne  $U$ . Les lignes verticales représentent la section d’injection (à  $x = 1.29$  en trait continu) et les deux sections de mesure de concentration à l’aval S1 et S2 (à  $x = 4.91$  et  $x = 5.84$  en trait discontinu).

TABLE 6.1 – Paramètres hydrauliques moyennés spatialement par tronçon pour chaque configuration de débit  $Q$ . La vitesse longitudinale  $U_m$ , la profondeur d'eau  $H_m$ , la vitesse de frottement  $U_{*m}$ , le coefficient de frottement  $\lambda_m$ , le rapport d'aspect  $(W/H)_m$ , et les coefficients de non uniformité  $\beta_m$  et  $K_m$ , sont moyennés spatialement sur chacun des trois tronçons S0-S1 (entre  $x_0 = 1.29$  m et  $x_1 = 4.91$  m), S0-S2 (entre  $x_0 = 1.29$  m et  $x_2 = 5.82$  m), et S1-S2 (entre  $x_1 = 4.91$  m et  $x_2 = 5.82$  m). Les cas pour lesquels le convergent latéral est ajouté à la contre-plaque sont notés avec la lettre "C" dans la colonne des débits.

Tronçon	$Q$ (L/s)	$U_m$ (m/s)	$H_m$ (m)	$U_{*m}$ (m/s)	$\lambda_m$	$(W/H)_m$	$\beta_m$	$K_m$
S0-S1	13.5	0.10	0.11	0.006	0.025	10.9	-0.53	0.96
	15	0.11	0.11	0.006	0.024	10.7	-0.51	1.08
	17.5	0.12	0.12	0.007	0.023	10	-0.48	1.04
	21.25	0.14	0.13	0.007	0.023	9.2	-0.46	1.18
	14.25C	0.09	0.13	0.005	0.024	9.3	-0.52	1.07
	15C	0.1	0.12	0.006	0.024	9.7	-0.56	1.05
S0-S2	13.5	0.11	0.1	0.006	0.025	11.6	-5.1	5.2
	15	0.12	0.11	0.007	0.024	11.4	-5.2	5.5
	17.5	0.13	0.11	0.007	0.023	10.6	-5.4	5.7
	21.25	0.15	0.12	0.008	0.023	9.7	-5.5	5.9
	14.25C	0.11	0.12	0.006	0.024	9.57	-8.2	8.5
	15C	0.12	0.12	0.006	0.024	9.88	-7.79	8.1
S1-S2	13.5	0.16	0.08	0.009	0.025	15.7	-48.3	48.2
	15	0.17	0.08	0.009	0.024	15.4	-50.1	50.4
	17.5	0.18	0.09	0.01	0.024	14.1	-52	52.1
	21.25	0.19	0.1	0.01	0.023	12.4	-52.4	53.2
	14.25C	0.16	0.09	0.009	0.024	10.8	-80.1	80.3
	15C	0.18	0.09	0.01	0.024	11.2	-76.3	76.3

### 2.3.3 Convergence des grandeurs hydrauliques

Pour les six cas étudiés (4 sans et 2 avec convergent latéral), les grandeurs hydrauliques locales ( $H$ ,  $U$ ,  $U_*$ ,  $\lambda$ ,  $W/H$ ,  $\beta$ , et  $K$ ) sont calculées à chaque point de mesure.  $\lambda$  est déterminé à partir de l'équation de Colebrook-White (cf. Eq (2.17)). La vitesse de frottement est ensuite déterminée grâce à  $U_* = U \sqrt{(\lambda/8)}$ . Le coefficient  $\beta$  est calculé sous la forme :

$$\beta = -1 - \frac{8H}{U\lambda} \times \frac{dU}{dx} \quad (6.5)$$

et enfin  $K = |\beta + 1|$ .

Cette méthode est différente de celle utilisée dans les expériences en rivières, pour lesquelles la vitesse de frottement  $U_*$  était d'abord calculée à partir de la pente de charge  $J_f$ , et le coefficient de frottement était ensuite calculé par  $\lambda = 8(U_*/U)^2$ . Ici, les très faibles variations longitudinales de la charge rendent très incertain le calcul de  $J_f$ . Ainsi, même si l'équation de Colebrook-White est valable uniquement en écoulement uniforme, elle est tout de même utilisée ici.

Les grandeurs hydrauliques moyennes  $H_m$ ,  $U_m$ ,  $\lambda_m$ ,  $\beta_m$ , et  $K_m$  sont calculées suivant l'Eq. (3.2). Pour vérifier la convergence des grandeurs hydrauliques, considérons ci-dessous le cas du tronçon S0-S2 avec un débit  $Q = 13.5$  L/s, pour lequel l'écoulement décélère légèrement dans la partie amont (entre les sections S0 et S1), et accélère fortement dans la partie aval (entre les sections S1 et S2). Cette situation est semblable à celles observées dans certains tronçons étudiés sur la Durance. Une simple moyenne arithmétique entre les deux sections amont et aval ne suffit pas à obtenir les grandeurs hydrauliques moyennes. Le tronçon S0-S2 mesure  $L = 4.53$  m de long, et contient 114 points de mesure de profondeur d'eau au total. Ainsi, on a  $N_{t_{\max}} = 112$  sections intermédiaires et les deux sections extrêmes (S0 et S2). À l'instar du chapitre 4, nous considérons un nombre  $N_t$  croissant de sections intermédiaires les plus équ réparties possibles pour calculer les grandeurs moyennes  $H_m$ ,  $U_m$ ,  $\lambda_m$ ,  $W_m/H_m$ ,  $\beta_m$ , et  $K_m$  (cf. figure 6.10). La profondeur moyenne  $H_m$  (cf. figure 6.10b), la vitesse moyenne  $U_m$  (cf. figure 6.10a), la vitesse de frottement moyenne  $U_{*m}$  (cf. figure 6.10c), et le coefficient de frottement  $\lambda_m$  (cf. figure 6.10d), convergent rapidement à partir de  $N_t \approx 8$ . Ce nombre  $N_t = 8$  sections intermédiaires correspond à une résolution longitudinale des mesures hydrauliques de  $\Delta x/W_m = L/W_m/(N_t + 1) \approx 0.4$ , ce qui est moitié moindre que la valeur  $\Delta x/W_m \approx 0.8$  qui était nécessaire pour faire converger  $H_m$ ,  $U_m$  et  $\lambda_m$  (mais pas  $\beta_m$  ni  $K_m$ ) d'après les résultats du chapitre 4. De plus, le coefficient de non uniformité  $\beta_m$  semble converger vers  $-5.3$  tout en oscillant entre  $-5.3$  et  $-5.1$ . Ceci est sûrement dû aux variations de la bathymétrie à l'amont de la contre-pente, où la pente du fond change brutalement. On considère alors que la convergence est quand même atteinte à  $N_{t_{\max}}$ . Néanmoins, on constate que, bien que la valeur à  $N_t = N_{t_{\max}}$  semble proche de la convergence, le coefficient  $K_m$  n'a pas tout à fait convergé. Un comportement similaire a été observée dans le cas synthétique de l'annexe 2, pour lequel plus la résolution était fine, plus  $K_m$  augmentait (cf. figure A.1).

Le tableau 6.1 rassemble les grandeurs hydrauliques moyennes calculée avec le nombre  $N_{t_{\max}}$  de sections intermédiaires disponibles pour chacun des trois tronçons S0-S1 ( $N_{t_{\max}} = 88$ ), S0-S2 ( $N_{t_{\max}} = 112$ ), et S1-S2 ( $N_{t_{\max}} = 21$ ). Pour chaque écoulement étudié, la valeur de  $\beta_m$  dans le tronçon S0-S1 vaut environ  $-0.5$ . Sa valeur s'éloigne très fortement de  $-1$  dans le tronçon S1-S2, et est plus important dans la configuration avec convergent latéral (entre  $\beta_m = -80$  et  $-75$ ) que dans la configuration sans (entre  $\beta_m = -52$  et  $-48$ ). Compte tenu des très grandes valeurs de  $|\beta_m|$  dans le tronçon S1-S2 accéléré, on peut considérer le tronçon S0-S1 comme très légèrement décéléré et donc quasiment uniforme. En effet, la variation longitudinale de la profondeur d'eau est seulement de l'ordre de  $5 \cdot 10^{-3}$  m sur la distance de 3.6m entre S0 et S1, ce qui est négligeable comparé à la variation de profondeur d'au moins  $6.6 \cdot 10^{-2}$  m sur la distance de 0.9 m entre S1 et S2 (pour  $Q = 13.5$  L/s). Ces valeurs de  $\beta_m$  sont de plus nettement plus éloignées de  $-1$  que celles mesurées dans la Durance (i.e. comprises entre  $-3.56$  et  $-0.14$  dans le chapitre 4, et entre  $-1.15$  et  $-0.8$  dans le chapitre 5).

Par ailleurs, dans chaque cas de débit  $Q$ , et pour chaque tronçon, le coefficient de frottement  $\lambda_m$  varie entre 0.023 et 0.025. On peut donc le considérer comme constant. En plus des fortes variations de  $\beta_m$  suivant les tronçons et les configurations, le rapport d'aspect  $W_m/H_m$  varie aussi. Notamment, il varie plus fortement entre les tronçons S0-S1 et S1-S2 dans la configuration sans convergent latéral (augmentation d'environ 4), tandis qu'il augmente d'environ une unité seulement dans la configuration avec convergent latéral. Dans la première configuration, l'écoulement est donc contracté verticalement, tandis que dans la seconde, l'écoulement est contracté verticalement et transversalement.

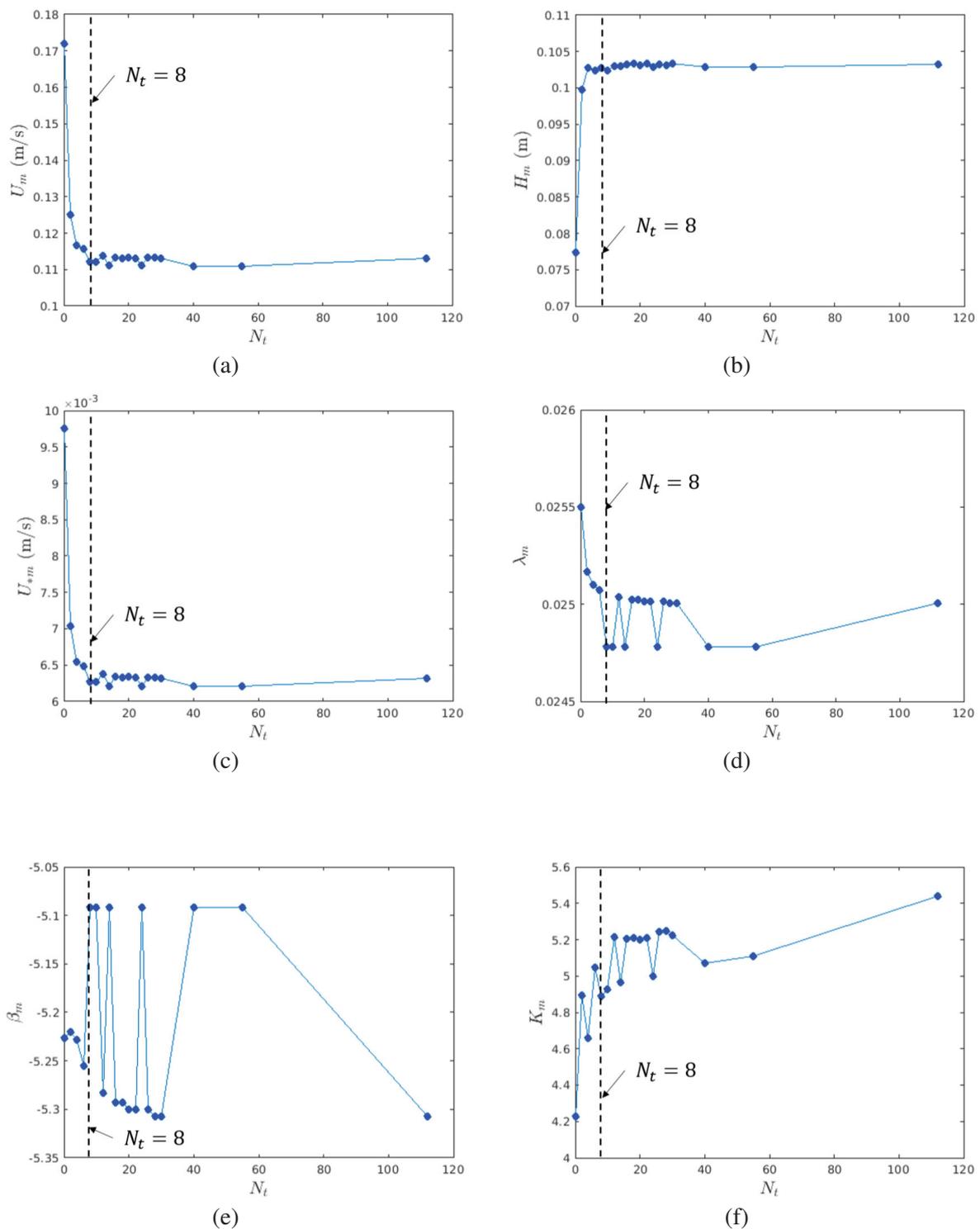


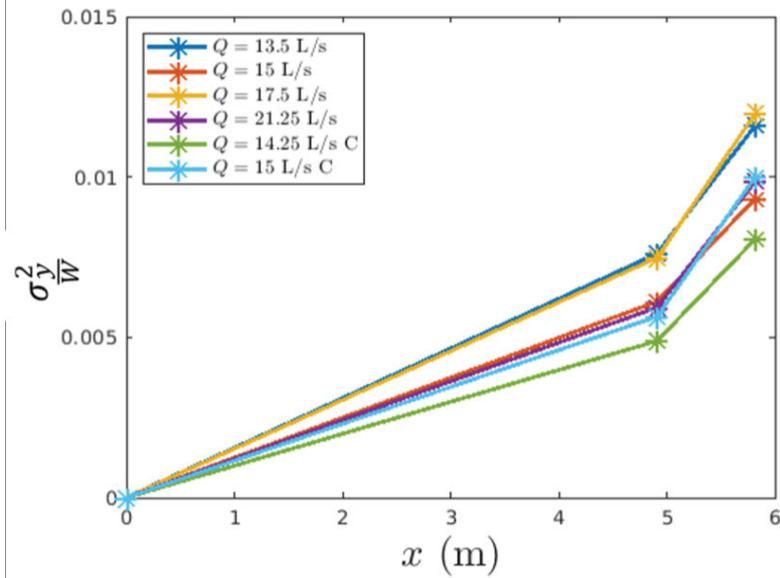
FIGURE 6.10 – Influence du nombre de sections intermédiaires  $N_t$  utilisées pour calculer les grandeurs hydrauliques moyennes sur le tronçon S0-S2 nécessaires à l'application du modèle de mélange 1D pour le cas de la contre-pente seule à  $Q = 13.5$  L/s : (a) la vitesse longitudinale moyenne  $U_m$ , (b) la profondeur moyenne  $H_m$ , (c) la vitesse de frottement moyenne  $U_{*m}$ , (d) le coefficient  $\lambda_m$ , (e) le coefficient de non uniformité  $\beta_m$ , (f) le coefficient de non uniformité  $K_m$ .

---

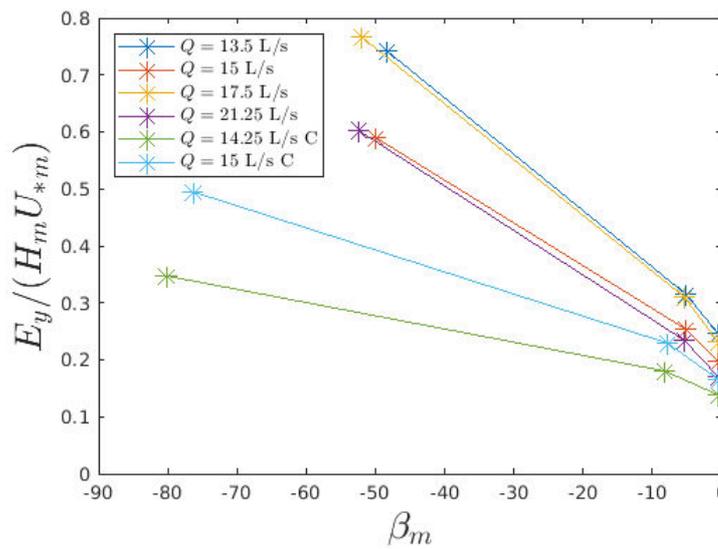
### 3 Résultats

Les variances déterminées par l’ajustement d’une fonction gaussienne (cf. Eq. (6.2)) sur les profils transverses de concentration adimensionnelle mesurés aux sections S1 et S2, sont données dans le tableau 6.2. La qualité de chaque ajustement est quantifiée par la valeur du  $R^2$  entre le profil gaussien et le profil de mesuré, et est jugé acceptable dans nos expériences. Dans chaque cas, la variance  $\sigma_{y/W}^2$  n’évolue pas linéairement d’amont en aval (cf. figure 6.11a). En effet, celle-ci augmente bien plus fortement entre les sections amont et aval de la contre-pente (entre les sections S1 et S2), qu’entre l’injection et la section amont (entre les sections S0 et S1), ce qui est attendu pour une succession de tronçons aux conditions hydrauliques variables (cf. figure 3.1 au chapitre 3). Les valeurs du coefficient de mélange transverse  $E_y$  (cf. Eq. (6.3)), sont alors nettement plus grandes dans la zone accélérée (très non uniforme) que dans la zone légèrement décélérée (peu non uniforme).

Les valeurs du coefficient de mélange transverse dimensionnel  $E_y$ , et adimensionnel  $E_y/(H_m U_{*m})$ , sont synthétisées dans le tableau 6.3. Grâce à la précision des mesures hydrauliques, les incertitudes sur les valeurs de  $E_y/(H_m U_{*m})$  sont principalement déterminées par l’incertitude sur l’ajustement de la fonction gaussienne sur les profils transverses de concentration mesurés. Les valeurs de  $E_y/(H_m U_{*m})$  mesurées dans le tronçon S0-S1 valent en moyenne 0.19. Pour les valeurs de  $\lambda_m$  et  $W_m/H_m$  des expériences, l’Eq. (2.61) établie dans le chapitre 1 prédit dans chaque cas  $E_y/(H_m U_{*m}) \approx 0.17$ , ce qui est proche des valeurs mesurées dans ce tronçon. En revanche, les valeurs mesurées dans le tronçon S1-S2 sont 3.5 à 4 fois supérieures à celles prédites par l’Eq. (2.61), et valent en moyenne  $E_y/(H_m U_{*m}) \approx 0.62$  dans le cas sans convergent latéral, et  $E_y/(H_m U_{*m}) \approx 0.4$  avec. Ces valeurs sont obtenues en présence de l’accélération de l’écoulement, lorsque  $\beta_m \ll -1$  (cf. figure 6.11b). Les valeurs de  $E_y/(H_m U_{*m})$  obtenues en présence du convergent latéral sont néanmoins légèrement inférieures à celles obtenues avec la contre-pente seule, malgré une accélération plus importante.



(a)



(b)

FIGURE 6.11 – Représentation des résultats : (a) évolution longitudinale de la variance adimensionnelle  $\sigma_{y/W}^2$ , (b) coefficient de mélange transverse adimensionnel  $E_y/(H_m U_{*m})$  en fonction du coefficient de non uniformité  $\beta_m$ .

TABLE 6.2 – Résultats des ajustements de la fonction gaussienne (Eq. (6.2)) sur les profils de concentration adimensionnels.  $\sigma_{y/W^2}(x_1)$  et  $\sigma_{y/W^2}(x_2)$  sont les variances ajustées aux sections S1 et S2 respectivement. Les coefficients de corrélations  $R^2_1$  et  $R^2_2$  représentent la qualité de chaque ajustement de la fonction gaussienne sur les profils mesurés.

$Q$ (L/s)	$\sigma_{y/W^2}(x_1)$	$R^2_1$	$\sigma_{y/W^2}(x_2)$	$R^2_2$
13.5	0.0076	91%	0.0116	94%
15	0.0061	96%	0.0093	90%
17.5	0.0075	81%	0.0120	96%
21.25	0.0059	84%	0.0099	91%
14.25 C	0.0049	97%	0.0081	95%
15 C	0.0056	89%	0.0100	96%

TABLE 6.3 – Coefficients de mélange transverse  $E_y$ , et sa forme adimensionnelle  $E_y/(H_m U_{*m})$ , pour chaque tronçon et chaque cas étudié.

Tronçon	$Q$ (L/s)	$E_y$ (m <sup>2</sup> /s)	$E_y/(H_m U_{*m})$
S0-S1	13.5	0.00015	0.25
	15	0.00014	0.20
	17.5	0.00018	0.23
	21.25	0.00016	0.17
	14.25 C	0.00009	0.14
	15 C	0.00011	0.17
S0-S2	13.5	0.00021	0.32
	15	0.00018	0.26
	17.5	0.00025	0.31
	21.25	0.00023	0.24
	14.25 C	0.00013	0.18
	15 C	0.00017	0.23
S1-S2	13.5	0.00042	0.70
	15	0.00037	0.56
	17.5	0.00055	0.72
	21.25	0.00051	0.57
	14.25 C	0.00025	0.33
	15 C	0.00038	0.48

## 4 Discussion

On a montré que les grandeurs hydrauliques moyennes représentatives des écoulements accélérés (sauf  $\beta_m$  et  $K_m$ ), générés dans le canal hydraulique droit du LMFA équipé d'une contre-pente (avec ou sans convergent latéral), convergent rapidement vers des valeurs asymptotiques lorsque le nombre de sections intermédiaires utilisées pour le calcul de valeurs moyennes augmente ( $N_t > 8$ ). Un nombre plus important de sections intermédiaires est nécessaire pour avoir une convergence de  $\beta_m$ , tandis que  $K_m$  ne semble pas montrer de valeur asymptotique. Ceci

montre une fois de plus que  $K_m$  n'est pas un bon candidat pour représenter la non uniformité longitudinale de l'écoulement. La valeur  $N_t = 8$  obtenue dans le cas du tronçon S0-S2, correspond à une résolution longitudinale de  $\Delta x/W_m \approx 0.4$ , soit très proche de la valeur 0.5 conseillée d'après les résultats en rivière du chapitre 4 lorsque  $L/W_m > 2$  (longueur du tronçon mesure plus de deux fois la largeur du cours d'eau).

Les valeurs moyennées avec le maximum de sections intermédiaires disponibles ( $N_{t\max}$ ) sont utilisées pour calculer les valeurs du coefficient de mélange transverse  $E_y$  au sein des trois tronçons S0-S1 (légèrement décéléré, quasi uniforme), S1-S2 (fortement accéléré), et S0-S2. Pour chaque cas de débit étudié, le coefficient de mélange transverse adimensionnel  $E_y/(H_m U_{*m})$  déterminé dans le tronçon S0-S1 est de l'ordre de grandeur des valeurs rapportées dans les études en canal de laboratoire de la littérature (cf. figure 6.12). Ce résultat dans un tronçon quasiment uniforme valide notre protocole expérimental. De plus, les valeurs de  $E_y/(H_m U_{*m})$  pour le tronçon S1-S2 sont nettement supérieures à celles rapportées dans la littérature (cf. figure 6.12), et correspondent à des valeurs trouvées dans des rivières plutôt méandri-formes, cf. classification de Rutherford (Eq (1.4)). Ces mesures prouvent l'influence de la non uniformité longitudinale, quantifiée ici par  $\beta_m$ , qui tend à augmenter l'efficacité du mélange : le coefficient  $E_y/(H_m U_{*m})$  augmente lorsque  $\beta_m$  s'éloigne de  $-1$ , ce qui corrobore les expériences menées sur le terrain.

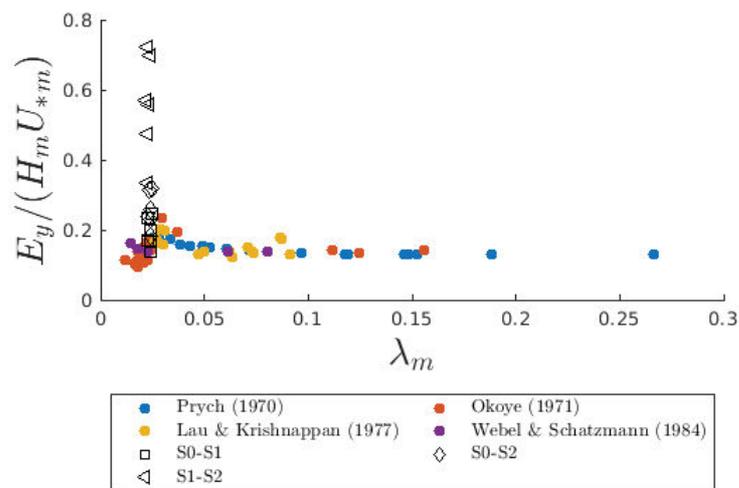


FIGURE 6.12 – Coefficient de mélange transverse adimensionnel  $E_y/(H_m U_{*m})$  en fonction du coefficient de frottement  $\lambda_m$  pour les données de la littérature et les résultats de ce chapitre.

Cependant, les valeurs de  $\beta_m$  mesurées dans les expériences en laboratoire sont nettement plus importantes (plus éloignées de  $-1$ ) que dans les mesures dans la Durance (cf. chapitre 4 et 5), et sont réalisées avec un coefficient de frottement  $\lambda_m$  constant. Dans la Durance, la valeur du coefficient de mélange transverse adimensionnel augmentait très fortement sur une gamme de  $\beta_m$  bien plus faible ( $\beta_m$  était au plus faible de  $-3.14$ ). Cette différence peut s'expliquer par des valeurs de  $\beta_m$  et  $E_y/(H_m U_{*m})$  probablement mal estimées, ainsi que le fait que le canal hydraulique des expériences en laboratoire est lisse alors que dans la Durance, le fond est rugueux. La comparaison entre les résultats en laboratoire et sur le terrain est donc limitée à une simple

---

comparaison qualitative du comportement de  $E_y/(H_m U_{*m})$  en fonction de  $\beta_m$ .

Enfin, les valeurs de  $\beta_m$  en présence du convergent latéral sont encore plus éloignées de  $-1$  que celles avec la contre-pente seule, reflétant une accélération (et donc une non uniformité) plus forte. En revanche, les valeurs de  $E_y/(H_m U_{*m})$  sont plus faibles avec le convergent latéral. Dans ce cas, l'écoulement accélère avec un coefficient de frottement constant, et un rapport d'aspect qui change peu, voire pas, alors que pour la contre-pente seule, le rapport d'aspect augmente. Ceci pourrait révéler une influence de  $(W/H)_m$  sur l'effet induit par la non uniformité de l'écoulement. L'influence de  $\beta_m$  n'est donc pas encore évidente. Dans l'objectif d'obtenir une équation prédictive, le rapport d'aspect  $(W/H)_m$  et le coefficient de frottement  $\lambda_m$  pourraient être à prendre en compte pour prédire le coefficient de mélange transverse adimensionnel dans un écoulement non uniforme.

Les raisons de l'augmentation de l'efficacité du mélange dans un écoulement non uniforme ne sont pas claires. D'après Kinoroto & Graf (1995), les intensités turbulentes diminuent lorsque l'écoulement accélère avec une diminution de la profondeur. Le profil vertical de vitesse longitudinale s'écarte du profil logarithmique, et le maximum de vitesse se situe à une hauteur inférieure à la profondeur d'eau. Ce phénomène, connu sous le nom de "velocity dip" (Nezu et al., 1993; Yang et al., 2012), est généré par la présence de courants secondaires dans l'écoulement. Ainsi, bien que les intensités turbulentes soient atténuées par l'accélération de l'écoulement, et donc que la diffusivité turbulente soit plus faible, il semblerait que la dispersion par courants secondaires devienne dominante même à grand rapport d'aspect. Les valeurs plus faibles obtenues en présence du convergent latéral laisse cependant perplexes. Blackwekder & Kovaszay (1972) ont montré que dans ce cas, à l'instar d'une contre-pente, les intensités turbulentes s'atténuent. On s'attendrait à une augmentation similaire, voire plus importante, avec des courants secondaires plus importants. Le convergent latéral en plus d'une contre-pente influencerait alors les courants secondaires de façon différente d'une simple contre-pente.

# Chapitre 7

## Conclusion générale

### 1 Bilan des travaux réalisés

#### 1.1 Approche de la thèse

Cette thèse se place dans un contexte de prédiction de l'efficacité du mélange transverse d'un rejet dans un cours d'eau, représentée par le coefficient de mélange transverse  $E_y$  et utilisé dans les modélisations numériques notamment. L'objectif est de contribuer à l'élaboration d'une équation empirique plus efficace que les formules existantes, permettant de prédire le coefficient de mélange transverse  $E_y$  de rivière, comme en laboratoire. Les lois empiriques visant à prédire le coefficient de mélange adimensionnel  $E_y/(H_m U_{*m})$ , et développées à partir des résultats rapportés dans les expériences en rivière de la littérature (cf. Jeon et al., 2007 ; Aghababaei et al., 2017 ; Huai et al., 2018), échouent à prédire ces coefficients souvent plus forts que prévus dans des cours d'eau pourtant peu voire pas sinueux (avec la sinuosité  $S_n \approx 1$ ). Dans le but d'expliquer les fortes valeurs de  $E_y/(H_m U_{*m})$ , et la différence entre celles obtenues en rivière et en laboratoire, l'influence de la non uniformité longitudinale de l'écoulement a été considérée comme un candidat potentiel, ce qui n'a pas été étudié précédemment à ma connaissance. L'approche de la thèse a consisté à utiliser un modèle de mélange simple et opérationnel, couramment employé dans la littérature, pour déterminer des valeurs du coefficient de mélange transverse dans des conditions d'écoulements qui sortent plus ou moins des hypothèses du modèle, notamment dans des écoulements non uniformes longitudinalement.

Il s'agit donc d'une approche expérimentale, dans la continuité d'une multitude d'études trouvées dans la littérature depuis Elder (1959) en laboratoire, et Hull (1962) en rivière. À ce titre, nous nous sommes appuyés sur une méthodologie typique de la littérature pour conduire des expériences de traçage dans une rivière fortement variée longitudinalement, ainsi qu'une étude en canal droit de laboratoire. Les sections suivantes établissent un bilan des résultats de cette thèse, et détaillent les conclusions de ces travaux selon quatre axes :

- 1) l'utilisation du modèle simplifié dans une rivière variée
- 2) l'influence de la non uniformité longitudinale sur le mélange
- 3) la prédiction du coefficient de mélange transverse
- 4) les perspectives d'application et de recherche

---

## 1.2 Résultats principaux

La méthodologie adaptée de la littérature a été employée pour déterminer des valeurs du coefficient de mélange transverse  $E_y$  dans la Durance au cours de deux campagnes de mesures, ainsi qu'en laboratoire. Cette méthodologie appliquée en rivière incluait des expériences de traçage sur des tronçons plutôt courts en comparaison de ceux étudiés dans la littérature. Ces expériences étaient accompagnées d'une caractérisation de l'écoulement moyen à partir de mesures hydrauliques au niveau des sections délimitant les tronçons, et de sections intermédiaires additionnelles à l'intérieur des tronçons. Les grandeurs hydrauliques moyennes étaient ainsi déterminées à partir des mesures faites sur ces sections par moyennage pondéré par les distances entre les sections. L'ajustement du modèle de mélange 1D sur des profils transverses de dosage a d'abord permis de déterminer des valeurs du facteur de diffusion  $B$  moyen par tronçon. Ces valeurs varient fortement d'un tronçon à l'autre sur un cours d'eau de l'ordre de 2 km de long, et évolue conjointement avec les variations de pente de surface libre. Les plus fortes valeurs de  $B$  sont retrouvées dans les transitionnements d'un radier à forte pente jusqu'à une mouille. Les valeurs du coefficient de mélange transverse  $E_y$  ont été obtenues à partir du facteur de diffusion  $B$  et des grandeurs hydrauliques moyennes sur le tronçon, comme la vitesse  $U_m$  et la profondeur d'eau  $H_m$ , et suivent la même tendance que  $B$  suivant l'axe longitudinal. L'efficacité du mélange ( $E_y$ ) augmente jusqu'à 9 fois plus dans ces zones que dans les zones plutôt uniformes où la pente de surface libre varie peu.

Dans le but de déterminer des relations entre les caractéristiques de l'écoulement et de l'efficacité du mélange, il faut déterminer des valeurs adimensionnelles de  $E_y$ , généralement fournis sous la forme  $E_y/(H_m U_{*m})$ . Les valeurs du coefficient de mélange transverse adimensionnel  $E_y/(H_m U_{*m})$  déterminées dans la Durance varient de 0.1 à 3.4, et sont plutôt cohérentes avec celles rapportées dans la littérature en rivière. Les fortes valeurs de  $E_y/(H_m U_{*m})$  sont trouvées dans les tronçons où le coefficient de frottement moyen  $\lambda_m$  est faible, et les valeurs les plus faibles correspondent plutôt à des tronçons où  $\lambda_m$  est grand. Les grandeurs moyennes liées au frottement ( $\lambda_m$ ,  $U_{*m}$ ) dans les zones à faible pente de surface libre possèdent un fort niveau d'incertitudes, et les coefficients  $E_y/(H_m U_{*m})$  associés sont élevés, et ne sont pas correctement prédites par les lois empiriques de la littérature.

Il est apparu que le choix des sections transverses utilisées pour délimiter nos tronçons dans une rivière longitudinalement variée est biaisé. En effet, le positionnement des sondes mesurant la concentration en traceur injecté requiert un accès simple pour l'opérateur, et une mesure précise des profils transverses de profondeur d'eau et de vitesse longitudinale. Ceci s'effectue en général le long de sections transverses facilement caractérisables, en fonction des contraintes de mesure, ce qui a conduit à choisir des sections plutôt profondes et lentes pour positionner les sondes et donc délimiter les tronçons de traçage. Nous avons alors pu remarquer que les valeurs des grandeurs hydrauliques moyennées sur le tronçon dépendent fortement du nombre  $N_t$  de sections intermédiaires utilisées, c'est-à-dire de la résolution spatiale des mesures hydrauliques. La mauvaise estimation des grandeurs hydrauliques moyennes peut avoir en effet de grandes conséquences, notamment pour le coefficient de mélange  $E_y$ , lorsqu'on passe du facteur de diffusion  $B$  à  $E_y = B/(\psi_m U_m H_m^2)$ . Les autres grandeurs hydrauliques, telle que le coefficient de frottement  $\lambda_m$ , sont fortement impactés par le choix de la caractérisation hydraulique. Néanmoins, en considérant un nombre suffisant de sections intermédiaires ( $N_t$  grand), ces grandeurs hydrauliques tendent à converger vers une valeur asymptotique. Seuls les paramètres

---

de non uniformité  $\beta_m$  et  $K_m$  ne convergent pas, et notamment  $K_m$  qui augmente sans cesse lorsque  $N_t$  augmente. D’ailleurs, l’analyse d’un cas synthétique visant à évaluer la convergence des paramètres de non uniformité a permis de confirmer que  $K_m$  ne semble pas converger, du moins avec un nombre  $N_t$  réaliste en pratique (cf. Annexe 1).

En se basant sur l’étude bibliographique (cf. chapitre 2), la non-uniformité longitudinale, représentée par les paramètres  $\beta_m$  et  $K_m$ , était considérée comme potentiel candidat pour expliquer les fortes valeurs de  $E_y/(H_m U_{*m})$  mesurées en rivière. Il apparaît que, d’après nos résultats, la valeur du coefficient de mélange transverse adimensionnel  $E_y/(H_m U_{*m})$  augmente lorsque l’écoulement est non uniforme ( $\beta_m \neq 1$ , ou  $K_m > 0$ ) et peu rugueux ( $\lambda_m$  faible), sans discrimination selon si l’écoulement est accéléré ( $\beta_m < 1$ ) ou décéléré ( $\beta_m > 1$ ). Nous avons d’abord observé ceci pour des valeurs dont la convergence asymptotique n’est pas assurée ( $N_t = 0$  ou  $1$ , cf. chapitre 4), et cette tendance a été exploitée pour proposer, et publier, une loi empirique permettant de prédire le coefficient de mélange transverse dans un écoulement non uniforme, sous forme de relation linéaire entre  $E_y/(H_m U_{*m})$  et  $K_m$  (cf. chapitre 4 et article WRR en annexe 2). Par sa non convergence avec  $N_t$ , le coefficient  $K_m$  ne semble finalement pas être un bon candidat pour caractériser l’efficacité du mélange dans une loi prédictive. Néanmoins, les expériences en écoulements accélérés, dans un canal droit de laboratoire sur fond lisse avec une valeur de  $\lambda_m$  constante, ont révélé une augmentation de l’efficacité du mélange dans la zone accélérée. À l’opposée, dans la zone d’écoulement presque uniforme (très légèrement décéléré), les valeurs de  $E_y/(H_m U_{*m})$  obtenues sont du même ordre de grandeur que celles attendues d’après la littérature.

## 2 Discussion générale des résultats

### 2.1 Problème de résolution des mesures hydrauliques pour quantifier le mélange en écoulement non uniforme

Le modèle de mélange 1D est couramment utilisé par la communauté (Yotsukura & Cobb, 1972; Beltaos, 1980; Rutherford, 1992; Seo et al., 2006; 2016) pour déterminer des valeurs du coefficient de mélange transverse moyen à partir de mesures issues d’expériences de traçage. Ce modèle requiert des grandeurs hydrauliques uniformes longitudinalement. Ainsi, dans le cas d’un écoulement non uniforme, nous devons supposer un écoulement uniforme équivalent, possédant les caractéristiques géométriques et hydraulique égales aux moyennes du cours d’eau non uniforme. Le modèle n’est donc pas adapté aux écoulements présentant des variations longitudinales des caractéristiques hydrauliques. Néanmoins, c’est un modèle opérationnel simple à mettre en place, et nos résultats suggèrent qu’il est tout à fait utilisable dans des conditions qui sortent de l’hypothèse d’uniformité. En effet, les profils de dosage mesuré sont de type gaussien, tel que prévu par le modèle, même à échelle longitudinale faible. L’effet de la non uniformité sur le coefficient de mélange transverse peut alors être vu uniquement comme une correction à apporter à la valeur du coefficient de mélange transverse  $E_y$  du tronçon uniforme équivalent.

La méthodologie employée au cours de cette thèse est semblable à celle récemment utilisée par Seo et al. (2006; 2016) dans un cours d’eau semblable à la Durance. Celle-ci qui consiste à positionner des sondes en débit cumulé suivant plusieurs sections transverses de

---

traçage à l'aval d'un point d'injection. Pour ces auteurs, ces sections étaient distantes de plusieurs dizaines à plusieurs centaines de mètres les unes des autres (i.e. 4 à 8 fois la largeur du cours d'eau,  $\Delta x/W_m \approx 4 - 8$ ). Les grandeurs hydrauliques moyennes étaient calculées par une simple moyenne arithmétique à partir d'une résolution longitudinale de mesures hydrauliques grossière, et donc, d'après nos résultats, peu représentative de l'écoulement moyen. Cette méthodologie a été adaptée dans ce manuscrit pour avoir des distances entre sections successives plus réduites, permettant une caractérisation du coefficient de mélange à plus petite échelle spatiale, ainsi qu'en considérant plusieurs sections de mesures hydrauliques entre deux sections de traçage, permettant d'avoir une caractérisation hydraulique moyenne plus représentative de l'écoulement moyen des tronçons étudiés. De plus, contrairement à Seo et al. (2006;2016), nous calculons les valeurs des grandeurs hydrauliques moyennes en effectuant des pondérations des grandeurs moyennes par section par la distance entre les sections.

Une estimation correcte du coefficient de mélange transverse adimensionnel requiert donc, une forte résolution spatiale pour la caractérisation hydraulique de l'écoulement moyen. La plupart des résultats rapportés dans les études de la littérature sont alors remis en question puisque les résolutions hydrauliques utilisées sont trop grossières, avec des sections transverses de mesure (concentration ou hydraulique) éloignées de entre 4 et 8 fois la largeur des cours d'eau (Yotsukura & Cobb, 1972; Seo et al., 2006; Beltaos, 1980; Rutherford, 1992). D'après nos mesures, une résolution visant à considérer une section de mesure hydraulique toutes les largeurs du cours d'eau semble être suffisante, soit  $\Delta x/W_m = 0.5$ , avec  $\Delta x$  la distance moyenne entre deux sections consécutives et  $W_m$  la largeur moyenne au miroir du court d'eau étudié. Cette résolution implique alors de caractériser les conditions hydrauliques de l'écoulement avec un nombre entier  $N_t > 2L/W_m$  de sections transverses intermédiaires réparties régulièrement entre la section d'injection et la section de mesure de profil de concentration. Néanmoins, dans certains tronçons courts et variés de longueur de l'ordre de  $L/W_m \approx 2$  ou moins, la résolution longitudinale  $\Delta x/W_m \approx 0.5$  ne garantit pas toujours la convergence des grandeurs hydrauliques moyennes. Dans ce cas, nous recommandons alors de considérer  $N_t > 4$  sections intermédiaires régulièrement réparties sur le court tronçon.

## 2.2 Problème d'incertitudes des mesures hydrauliques pour quantifier le mélange en écoulement non uniforme

L'influence de la résolution longitudinale ( $N_t$ ) sur les grandeurs hydrauliques a été montrée. Celle-ci impacte les valeurs de  $E_y$ , bien qu'un nombre suffisant de sections intermédiaires permet d'obtenir une valeur asymptotique de  $E_y$  et des grandeurs hydrauliques moyennes. En revanche, les données récoltées sur la Durance, suivant une méthodologie similaire à celle employée typiquement dans la littérature, possèdent de grandes incertitudes relatives, jusqu'à plus de 100% pour le coefficient de frottement  $\lambda_m$ . Ces fortes incertitudes sont liées aux incertitudes de la mesure de la pente de la ligne d'eau et de charge. Ces paramètres sont néanmoins essentiels pour déterminer la vitesse de frottement  $U_{*m}$  utilisée pour adimensionner le coefficient de mélange transverse ( $E_y/(H_m U_{*m})$ ). Il est donc difficile d'obtenir une valeur précise de  $E_y/(H_m U_{*m})$ . Cette limite rencontrée ici semble être systématique. Il est donc fort probable que les valeurs du coefficient de mélange adimensionnel rapportées par les études de la littérature soient elles aussi très incertaines (en plus d'avoir des grandeurs non convergées).

Ainsi, ce n'est pas tant au niveau de la valeur de  $E_y$  que l'on est en difficulté, mais c'est

sur sa valeur adimensionnelle, destinée à établir des abaques ou lois empiriques utilisables par les gestionnaires de cours d'eau. Comme déjà discuter,  $E_y$  doit être adimensionné par le produit d'une vitesse et d'une longueur. La littérature se tourne en général vers  $E_y/(H_m U_{*m})$ , en se basant sur une analyse dimensionnelle et une analogie avec une valeur théorique pour le coefficient de mélange vertical. Dans nos résultats, nous avons aussi choisi de considérer un adimensionnement par le produit  $H_m U_{*m}$ , bien que la même analyse aurait pu être faite pour  $E_y/(H_m U_m)$ . Les résultats des chapitres 4 et 5 sont rassemblés sur la même figure 7.1 avec ce nouvel adimensionnement. Dans ce cas, les incertitudes portées par la vitesse de frottement  $U_{*m}$  n'interviennent pas, mais de fortes différences sont toujours observées entre les mesures en rivières et en laboratoire. Certains cas sont cependant très cohérents avec les ceux obtenus en canal de laboratoire. Il n'est donc pas évident que ce nouvel adimensionnement par  $(H_m U_m)$  soit meilleur que celui par  $H_m U_{*m}$ .

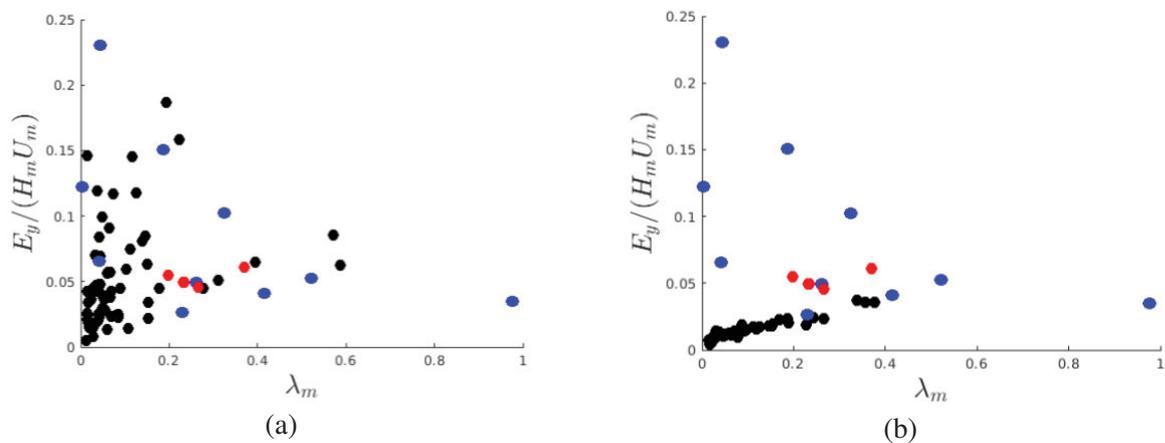


FIGURE 7.1 – Comparaison des valeurs de  $E_y/(H_m U_m)$  mesurées dans la Durance au chapitre 3 (en noir) et 4 (en rouge) en fonction du coefficient de frottement  $\lambda_m$  et avec : (a) avec les valeurs de la littérature en rivière, et (b) avec les valeurs de la littérature en rivière.

Nous sommes très limités par nos méthodes de mesures pour estimer la vitesse de frottement moyenne  $U_{*m}$ , le coefficient de frottement moyen  $\lambda_m$ , et les paramètres de non-uniformité  $\beta_m$  et  $K_m$ . Une mesure à forte résolution pour estimer précisément les caractéristiques moyennes de l'écoulement, permet d'obtenir les valeurs asymptotiques. Néanmoins, pour cette même résolution, les incertitudes sur les paramètres liés au frottement vont s'accroître, à moins d'avoir des instruments de plus en plus précis. Un compromis entre les incertitudes des mesures des instruments, et la précision nécessaire pour représenter correctement l'écoulement, devrait donc être recherché.

### 2.3 Intensification du mélange par la non-uniformité longitudinale

D'après nos résultats, les valeurs du coefficient de mélange adimensionnel  $E_y/(H_m U_{*m})$  mesurées in situ dans des écoulements non uniformes sont plus grandes que celles obtenues dans un canal de laboratoire à écoulement uniforme avec les mêmes conditions hydrauliques moyennes. Elles sont par ailleurs proches de celles obtenues dans les études en rivière de la

---

littérature (cf. figure 5.8), bien que ces dernières soient incertaines à cause des résolutions hydrauliques trop grossières (même pour les études avec une résolution plus fine que les autres de la littérature, cf. Seo et al, 2006 ; 2016). Les fortes valeurs semblent donc résulter d'un phénomène physique généré par la non uniformité longitudinale de l'écoulement. Les résultats en laboratoire permettent de montrer l'augmentation du coefficient  $E_y/(H_m U_{*m})$  lorsque la non uniformité augmente, en s'épargnant des problèmes de résolution hydraulique, et des variations d'autres paramètres (cf.  $\lambda_m$  dans les chapitres 4 et 5). Celle-ci semble donc être prometteuse pour expliquer en partie les fortes valeurs observées en rivière qui ne sont pas retrouvées dans les études de la littérature en laboratoire.

Les raisons de cette augmentation du mélange par un processus physique mérite un approfondissement. Dans le modèle de mélange 1D utilisé, le coefficient de mélange transverse  $E_y$  est un coefficient moyenné verticalement et transversalement. Il correspond à la somme des contributions de la diffusion moléculaire (représentée par  $\varepsilon_m$ ), de la diffusion turbulente (représentée par  $\varepsilon_{ty}$ ), et de la dispersion par courants secondaires (représentée par  $d_y$ ). Ces deux derniers termes sont dominants dans des écoulements fortement turbulents et complexes comme les cours d'eau naturels. Dans le cas d'un écoulement non uniforme généré par une contre-pente (cf. chapitre 6), les intensités turbulentes sont généralement trouvées plus faibles dans un écoulement accéléré par rapport à un écoulement uniforme, et plus fortes dans un écoulement décéléré (cf. Kinoroto & Graf, 1995 ; Song & Chiew, 2001 ; MacVicar and Rennie, 2009 ; Stoesser et al., 2010). On s'attend alors à ce que la diffusivité turbulente soit plus importante lorsque l'écoulement est décéléré, et plus faible lorsqu'il est accéléré. De même, dans le cas d'un écoulement non uniforme longitudinalement généré par une variation de la largeur (convergent latéral, cf. chapitre 6), les intensités turbulentes sont trouvées plus faibles dans un écoulement accéléré (Blackwelder & Kovasznay, 1972). Pour les deux types d'écoulement non uniformes, le mélange par diffusion turbulente ( $\varepsilon_{ty}$ ) semble a priori diminuer lorsque l'écoulement accélère. Or, on observe à l'inverse une augmentation du coefficient de mélange transverse dans nos expériences en rivières, et surtout dans nos expériences en canal droit de laboratoire pour lesquelles il n'y a pas de problème de convergence des grandeurs hydrauliques.

Les courants secondaires présents dans un canal droit redistribuent les flux turbulents dans la section transverse, et influencent le champ moyen de vitesse (Yang et al., 2012 ; Nezu et al., 1985 ; Nezu & Nakagawa, 1993). La zone d'influence de ces courants secondaires est révélée par le phénomène d'abaissement de l'altitude du maximum de vitesse longitudinale sous la surface libre (Nezu et al., 1993 ; Kinoroto & Graf, 1995 ; Yang et al., 2012), où "velocity dip". Par ailleurs, la non-uniformité longitudinale de l'écoulement redistribue les intensités turbulentes au niveau du fond et des parois. Dans le cas d'une accélération générée par une diminution de la profondeur, une divergence des lignes de courants en direction du fond et des berges du cours d'eau s'établit. À l'inverse, une contraction des lignes de courants en direction de la surface et du centre du cours d'eau s'établit lorsque l'écoulement décélère (MacVivar, 2012). Ces phénomènes modifient les courants secondaires déjà présents dans l'écoulement. Ceci suggère que l'augmentation du mélange transverse dans un écoulement non uniforme n'est pas générée par la diffusion turbulente, mais par la dispersion due aux courants secondaires. De plus, on a vu que les valeurs les plus élevées du coefficient de mélange transverse  $E_y$  (et du facteur de diffusion  $B$ ) sont obtenues dans les zones de transitions notamment lorsque l'écoulement passe d'une zone rapide à forte pente, à une zone de mouille profonde. Il paraît raisonnable de penser que cette forte augmentation est liée à une réorganisation 3D de l'écoulement. Le fait que

---

$E_y$  ou  $B$  diminue progressivement jusqu'à la prochaine transition tend à montrer que l'effet de la transition s'étend sur une assez grande distance longitudinale, et que son effet est très important sur le mélange.

## 2.4 Quel paramètre utiliser pour expliquer l'augmentation du coefficient de mélange transverse adimensionnel en rivière ?

Nous avons proposé une loi empirique qui relie le coefficient de mélange adimensionnel  $E_y/(H_m U_{*m})$  au coefficient de frottement  $\lambda_m$  et au rapport d'aspect  $(W/H)_m$ , (cf. chapitre 2). Cette loi empirique fonctionne particulièrement bien pour prédire les valeurs obtenues en écoulement uniforme de laboratoire. Pour tenter d'expliquer les fortes valeurs mesurées, nous avons choisi de quantifier la non-uniformité longitudinale d'abord par le paramètre  $\beta_m$ , qui est introduit dans l'équation 1D de la vitesse moyenne  $U$  dans un canal droit (Kinoroto & Graf, 1995 ; Song & Chiew, 2001). Ce coefficient est utilisé dans l'équation du profil vertical de vitesse longitudinale (Eq. (2.27)), pour expliquer le phénomène d'abaissement du maximum de vitesse avec la fonction de sillage de Coles (Kinoroto & Graf, 1995). Ce paramètre semble donc être relié aux effets des courants secondaires. En remarquant que l'augmentation du coefficient de mélange adimensionnel  $E_y/(H_m U_{*m})$  semblait identique pour  $\beta_m < 1$  (écoulements accélérés) et pour  $\beta_m > 1$  (écoulements décélérés), nous avons introduit le paramètre  $K_m$ . Ce paramètre s'est révélé inadapté pour représenter convenablement la non-uniformité. En revanche, la tendance observée selon laquelle  $E_y/(H_m U_{*m})$  augmente lorsque  $\beta_m$  s'éloigne de 1 (cas uniforme) semble toujours observée dans les écoulements accélérés en laboratoire. Néanmoins, les valeurs de  $\beta_m$  mesurées entre laboratoire sont très différentes de celles en rivière.

Un autre paramètre quantifiant la non-uniformité longitudinale pourrait être utilisé. Un critère associé à la taille et/ou à l'intensité des courants secondaires peut être envisagé, tel que le coefficient adimensionnel  $S_e$ , définit chez Song et al. (2016) à partir de la vorticité absolue moyenne dans la section transverse. Ces auteurs ont montré numériquement que le coefficient de transfert thermique (semblable au coefficient de mélange) augmentait lorsque  $S_e$  augmentait, ce qui tend à supporter nos résultats et conclusion. L'évaluation de ce coefficient nécessite des mesures précises du champ de vitesse 3D, qui n'ont pas été possibles lors des expériences menées ici, mais pourrait être envisagé dans d'autres études.

## 3 Perspectives de recherche

Les expériences conduites au cours de cette thèse ont permis pour la première fois de mettre en évidence l'augmentation du coefficient de mélange transverse dans un écoulement non uniforme longitudinalement (accéléré), ainsi que l'influence des successions de faciès en rivière naturelles. Cette influence semble être générée par les courants secondaires, ce qui reste à confirmer. Ainsi, la recherche entreprise ici permet d'envisager différentes approches complémentaires pour les travaux à venir.

D'abord, pour comprendre comment la non uniformité de l'écoulement permet d'obtenir les fortes valeurs de  $E_y/(H_m U_{*m})$ , une approche expérimentale en conditions contrôlées de laboratoire peut être envisagée. Des expériences de traçage en écoulement uniformes et non uniformes longitudinalement (accélérés et décélérés) pourront être conduites en mesurant les champs 3D

---

de vitesse et de concentration en traceur, ce qui permettrait d'étudier précisément les différences formes d'écoulements accélérés ou décélérés. De plus, cela permettrait d'effectuer des mesures de l'intensité des courants secondaires, son évolution longitudinale dans une zone d'accélération ou de décélération, et sa possible relation avec la dispersion induite et donc les valeurs mesurées de  $E_y/(H_m U_{*m})$ . En envisageant en plus des mesures de turbulence en complément, les intensités turbulentes pourront renseigner sur la contribution de la diffusion turbulente, ce qui permettrait de comparer les contributions respectives de la diffusion turbulente et de la dispersion par courants secondaires.

Il est aussi envisageable d'effectuer des expériences en rivière semblables à celles effectuées pendant la deuxième campagne de mesure, avec une résolution de la caractérisation hydraulique encore plus fine ( $N_t$  grand,  $\Delta x/W_m < 0.5$ ) et des instruments de mesure plus précis (incertitudes plus faible), dans le but de tester la convergence du coefficient  $\beta_m$ . Ceci permettra de comparer plus précisément les valeurs de  $E_y/(H_m U_{*m})$  déterminées en rivière et en laboratoire, et d'indiquer les possibles différences restant à être analysées. Dans le cas d'un écoulement de rivière non uniforme plus profond que dans la Durance, les mesures ADCP devraient être suffisamment précises pour évaluer les courants secondaires (Pouchoulin et al., 2020). Une comparaison entre ces mesures et celles entreprises en laboratoire serait donc disponible.

Dans l'objectif d'établir une loi empirique permettant de prédire la valeur du coefficient de mélange transverse adimensionnel  $E_y/(H_m U_{*m})$ , une multitude d'expériences en canal sont à entreprendre en écoulement accéléré, mais aussi décéléré. En continuité des expériences réalisées dans cette thèse, une future campagne de mesure pourrait idéalement étudier différentes formes de contre-pentes ou de rupture de pente avec ou sans convergent latérale, dans le but d'atteindre une multitude de valeurs  $\beta_m$  avec une valeur constante du coefficient de frottement  $\lambda_m$ . Ce dernier pourra être variée en augmentant la rugosité du fond par l'ajout de cailloux.

Enfin, ces mesures expérimentales pourront s'accompagner de simulation numérique 3D de type LES, suivant les différentes configurations (contre-pente et convergent latéral) mentionnées. Notamment, cela permettrait de déterminer la distribution des structures cohérentes de turbulences susceptibles de contribuer plus efficacement au mélange, en vue d'une comparaison aux mesures expérimentales.

# Annexe A

## Annexe A

### 1 Introduction

Les données hydrauliques recueillies lors de la deuxième campagne de mesure (cf. chapitre 5), ont révélé un problème de convergence des grandeurs hydrauliques moyennes ( $H_m$ ,  $U_m$ , etc.) Nous avons montré que les valeurs de  $\beta_m$  et  $K_m$  ne convergeaient pas vers une valeur asymptotique lorsque le nombre  $N_t$  de sections intermédiaires utilisées pour le calcul des moyennes augmente. Dans le but de tester la convergence de ces deux paramètres lorsque le nombre  $N_t$  de sections intermédiaires de mesures hydrauliques augmente, une configuration synthétique simple d'écoulement non-uniforme est introduite ci-dessous. Ceci a l'avantage d'explorer une situation bien réelle de façon très simple et conceptuelle.

### 2 Configurations étudiées

Le but de cet exercice est de calculer les valeurs de  $\beta_m$  et  $K_m$  dans un écoulement, générées théoriquement à partir de l'Eq. (2.25) sur un fond de plus en plus complexe par l'ajout progressif de perturbation de la topographie du fond, et de déduire le nombre  $N_{t\text{conv}}$  nécessaire pour atteindre une valeur asymptotique. On considère un écoulement de débit  $Q = 6 \text{ m}^3/\text{s}$  dans un tronçon de  $L = 200 \text{ m}$  de long, de largeur constante  $W = 20 \text{ m}$ , et avec une pente de fond moyenne constante  $J_b = 0.001$ . À cette pente moyenne, on ajoute des perturbations de topographie sous forme de sinusoïdes d'amplitude maximale de  $0.5 \text{ m}$ . Plusieurs cas sont considérés en utilisant des sinusoïdes de périodes différentes pour complexifier la topographie du fond, et sont synthétisés dans le tableau A.1. Pour la zone d'étude de  $200 \text{ m}$ , on considère d'abord une longueur d'onde du fond de  $L/2 = 100 \text{ m}$ , puis on ajoute une de  $L/4 = 50 \text{ m}$ , puis de  $L/10 = 20 \text{ m}$ , et enfin de  $L/20 = 10 \text{ m}$ , (cf. figure A.1).

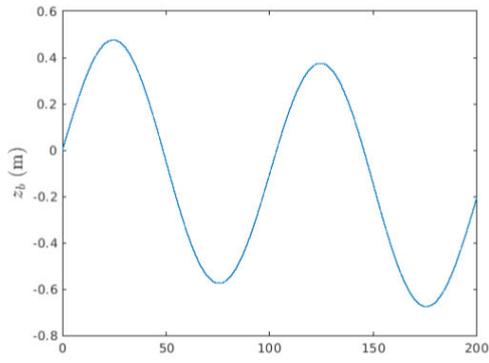
En considérant une condition limite aval de hauteur d'eau  $h_{\text{aval}} = 0.7 \text{ m}$ , on utilise l'Eq. (2.25) (détaillée dans le chapitre 1) pour calculer la profondeur d'eau moyenne  $H(x)$  avec un pas longitudinal de  $dx = 1 \text{ cm}$ . On peut aussi calculer la vitesse longitudinale moyenne par  $U(x) = Q/W/H(x)$ . On peut ainsi déterminer les pentes de charge et de la surface libre. Enfin, on calcule les valeurs moyennes  $\lambda_m$ ,  $\beta_m$ , et  $\lambda_m$  en considérant un nombre croissant de sections intermédiaires ( $N_t$  augmente) équi-réparties longitudinalement (cf. figure A.1). Par exemple, si  $N_t = 2$ , les deux sections intermédiaires sont positionnées à  $x = L/3$  et  $x = 2L/3$ .

### 3 Résultats

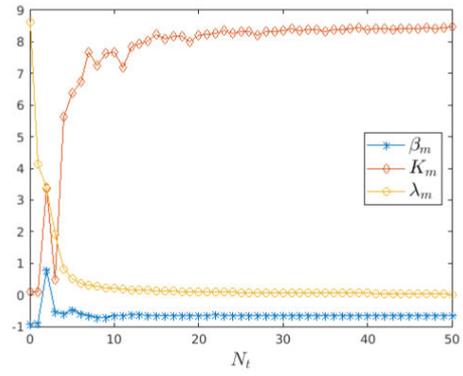
On constate d'abord que le coefficient de frottement  $\lambda_m$  et le coefficient  $\beta_m$  convergent rapidement (environ  $N_{t\text{conv}} = 20$ ) vers une valeur asymptotique, peu importe l'état du fond (cf. figure A.1). Par ailleurs, on constate que dès lors que l'on considère des oscillations avec des périodes plus petites, le nombre de sections intermédiaires  $N_{t\text{conv}}$  permettant la convergence de  $K_m$  augmente lui aussi, avec  $N_{t\text{conv}} = 20$  pour le cas  $L/2$ ,  $N_{t\text{conv}} = 30$  pour le cas  $L/2; L/4$ ,  $N_{t\text{conv}} = 50$  pour le cas  $L/2; L/4; L/10$ , et  $N_{t\text{conv}} = 120$  pour le cas  $L/2; L/4; L/10; L/20$ , cf. tableau A.1. Ainsi, dans un cas réel où les variations du lit sont irrégulières et avec une gamme de variation minimum de l'ordre de la taille de la rugosité, la valeur de  $N_{t\text{conv}}$  tend à augmenter pratiquement indéfiniment. Comme effectuer une caractérisation hydraulique avec une distance entre les sections de l'ordre du centimètre n'est pas envisageable lors d'une campagne de mesure sur le terrain, la valeur de  $K_m$  mesurée risque de ne jamais converger. Dans l'objectif d'expliquer et prédire les valeurs du coefficient de mélange transverse dans les rivières, ce paramètre n'est donc pas un bon indicateur de la non-uniformité.

TABLE A.1 – Données utilisées pour l'étude de la convergence des paramètres moyens représentatifs des écoulements des cas synthétiques,  $N_{t\text{conv}}$  est le nombre minimum de sections intermédiaires à considérer pour atteindre les valeurs asymptotiques.  $L$  (m) est la longueur du tronçon considéré,  $Q$  est le débit total,  $h_{\text{aval}}$  est la condition aval sur la hauteur d'eau,  $W$  est la largeur du cours d'eau, et  $J_b$  est la pente moyenne.

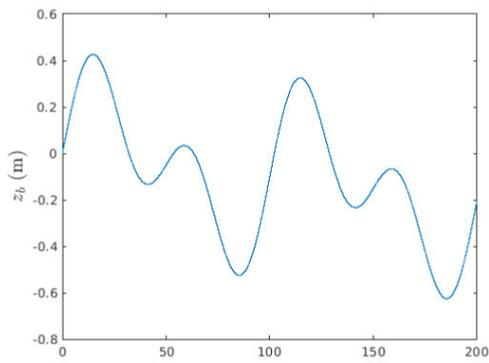
$L$ (m)	200
$Q$ (m <sup>3</sup> /s)	6
$h_0$ (m)	1.5
$W$ (m)	20
$J_b$ (m/m)	0.001
Longueur d'onde considérées	$N_{t\text{conv}}$
$L/2$	20
$L/4$	30
$L/10$	50
$L/20$	120



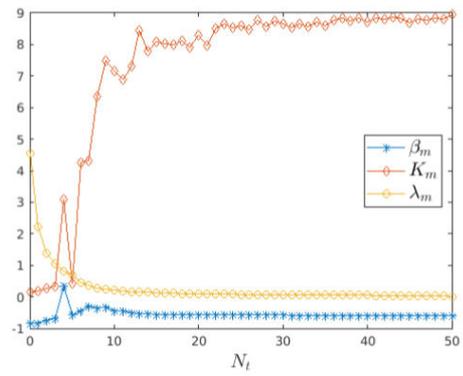
(a)



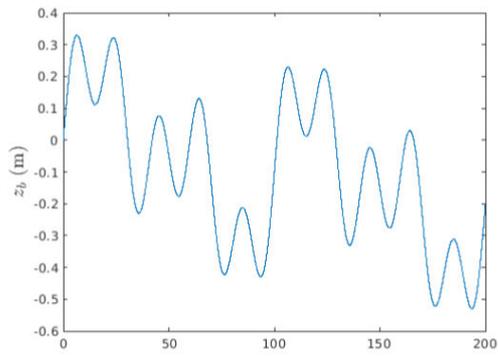
(b)



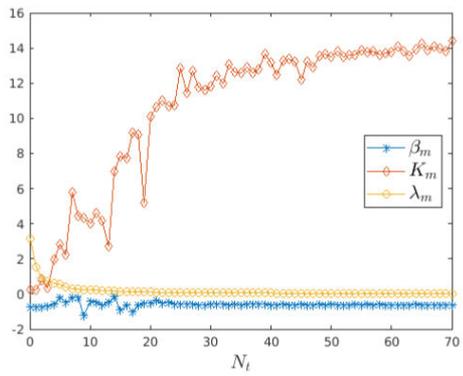
(c)



(d)



(e)



(f)

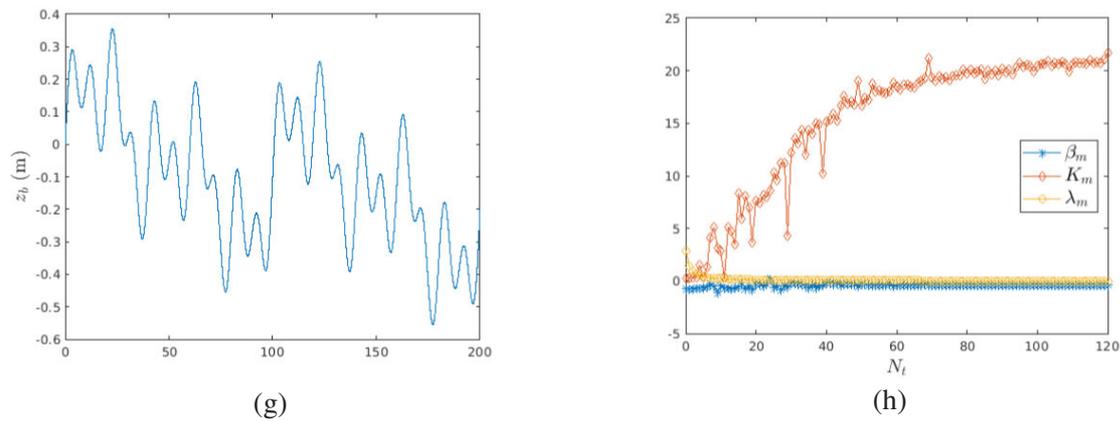


FIGURE A.1 – Données hydrauliques synthétiques sur un écoulement dans un tronçon de longueur  $L = 200$  m calculées avec un nombre  $N_t$  croissants de sections intermédiaires, pour des topographies de fond différentes générées à partir de sinusoides d’amplitude maximum 0.5m avec des longueurs d’ondes de : (a) et (b)  $L/2$  m, (c) et (d)  $L/2$  m et  $L/4$  m, (e) et (f)  $L/2$  m,  $L/4$  m, et  $L/10$  m, (g) et (h)  $L/2$  m,  $L/4$  m,  $L/10$  m, et  $L/20$  m.

## 4 Conclusion

Pour conclure, les résultats obtenus à partir des deux campagnes de mesure effectuées sur la Durance (sur le même zone) semblent cohérents entre eux lorsque la caractérisation hydraulique est faite avec une résolution plutôt grossière en ne considérant qu’une seule section de mesures hydrauliques intermédiaire ( $N_t = 1$ ). Cependant, le fait que  $K_m$  ne converge pas lorsque  $N_t$  augmente remet en question la pertinence de l’utiliser dans une loi visant à prédire la valeur du coefficient de mélange transverse adimensionnel  $E_y/(H_m U_{*m})$ . En effet, l’Eq. (4.2) proposée au chapitre 1 n’est pas invariante avec la résolution. Les deux campagnes dans la Durance ne permettent pas de conclure quant à la relation  $E_y/(H_m U_{*m})$  entre  $\beta_m$  pour des valeurs asymptotiques. Enfin, la symétrie de l’augmentation  $E_y/(H_m U_{*m})$  lorsque  $\beta_m$  s’éloigne de  $-1$  (écoulement non uniforme) observées dans les résultats de la première campagne, n’est pas aussi claire dans les résultats de la deuxième campagne.

**Annexe B**

**Annexe B**

# Water Resources Research

## RESEARCH ARTICLE

10.1029/2020WR029478

## Transverse Mixing in Rivers With Longitudinally Varied Morphology

L. Gond<sup>1,2,3</sup> , E. Mignot<sup>1</sup>, J. Le Coz<sup>2</sup>, and L. Kateb<sup>3</sup>

<sup>1</sup>University Lyon, INSA Lyon, Ecole Centrale de Lyon, CNRS, LMFA, Villeurbanne, France, <sup>2</sup>INRAE Lyon-Grenoble, UR Riverly, Villeurbanne, France, <sup>3</sup>CEA, DES, IRESNE, DTN, Laboratoire de Modélisation des Transferts dans l'Environnement, Saint-Paul-Lez-Durance, France

### Key Points:

- Tracing experiments in a shallow, gravel-bedded river yield highly variable transverse mixing coefficients
- Usual predictive formulas fail to predict reach-averaged transverse mixing coefficients in a river with longitudinally varied morphology
- An equation based on a flow nonuniformity parameter is fitted to our experimental data

### Correspondence to:

L. Gond,  
lorris.gond@insa-lyon.fr

### Citation:

Gond, L., Mignot, E., Le Coz, J., & Kateb, L. (2021). Transverse mixing in rivers with longitudinally varied morphology. *Water Resources Research*, 57, e2020WR029478. <https://doi.org/10.1029/2020WR029478>

Received 19 JAN 2021

Accepted 1 MAY 2021

**Abstract** Improving the quantification of the transverse mixing coefficient in rivers is essential for a better estimation of pollutant dispersion. This coefficient is evaluated from tracing experiments or from semi-empirical equations assuming uniform flow conditions. This assumption, verified for laboratory experiments, is questionable for river studies. For example, piedmont rivers exhibit nonuniform flows due to their longitudinal morphological variations. This work aims at studying the longitudinal variability of the transverse mixing coefficient in a river with longitudinally varied morphology and the overlooked impact of the flow nonuniformity on the coefficient's values. Tracing experiments were conducted in the Durance River in France using slug injections and concentration measurements made at the cross-sections delineating homogeneous sub-reaches. Using the well-known 1D transverse diffusion model, values of the transverse mixing coefficient are determined for all consecutive sub-reaches. These values substantially vary along the studied river, with stronger mixing efficiency at pools and complex riffles and weaker mixing efficiency in straight sub-reaches with emerging obstacles. The dimensionless transverse mixing coefficient is strongly related to a parameter quantifying the deviation from flow-uniformity, i.e., indicating flow acceleration, deceleration or a succession of both within the sub-reaches. While usual formulas from the literature fail to predict our empirical results, a new equation including the flow nonuniformity parameter fits our experimental data with high accuracy. After further validation, such equation may be used for predicting the transverse mixing coefficient in rivers with longitudinally varied morphology.

## 1. Introduction

Predicting the spatial distribution of pollutant concentration in rivers downstream from point sources, e.g., industrial or urban water waste releases or accidental spillings, is critical for assessing water quality and aquatic wildlife sustainability. At large scale, a pollutant in a river mostly spreads in the longitudinal direction, but more locally and closer to the source, spreading also takes place in the transverse direction, until a uniform concentration is reached across the river width (Rutherford, 1994). 1D or 2D numerical modeling of pollutant dynamics (Abderrezzak et al., 2015; Seo et al., 2016) then requires values of both longitudinal and transverse mixing coefficients.

The transverse mixing coefficient  $E_y$  ( $m^2/s$ ) is a catch-all coefficient lumping the contributions of different processes to the transverse mixing: molecular diffusion, usually negligible, turbulent diffusion, and dispersion due to secondary circulations (Rutherford, 1994; Yotsukura & Sayre, 1976). Many experiments in laboratory flumes (Elder, 1959; Fischer, 1969; Okoye, 1970; Webel & Schatzmann, 1984) and in rivers (Demetropoulos & Stefan, 1983; Fischer, 1973; Sayre & Yeh, 1973; Seo et al., 2006, 2016; Yotsukura & Cobb, 1972) were performed in order to evaluate the transverse mixing coefficient under different flow conditions, by injecting a substance in a stream, measuring concentration cross-profiles further downstream, and calibrating a 1D transverse diffusion model (Rutherford, 1994) based on the measurements. These experiments enabled various authors (e.g., Aghababaei et al., 2017; Deng et al., 2001; Huai et al., 2018; Jeon et al., 2007) to analyze the influence of the reach-scale geometric and hydraulic parameters on the transverse mixing coefficient and proposed empirical equations predicting the coefficient. These equations are usually based on a function  $\phi$  of three dimensionless parameters derived from the dimensional analysis, in the form:

$$\frac{E_y}{LV} = \varphi \left( \frac{U}{u_*}, \frac{W}{H}, S_n \right) \quad (1)$$

where  $L$  is a characteristic length, generally taken equal to the reach-averaged flow depth  $H$  (m) or width  $W$  (m),  $V$  is a characteristic velocity, taken equal to the reach-averaged velocity  $U = Q / (WH)$  (m/s) with  $Q$  the flow discharge (m<sup>3</sup>/s), or to the shear velocity  $u_*$  (m/s). The parameter  $S_n$  is the channel sinuosity (the ratio between the curvilinear length and the Euclidean distance between two points of the flow axis), sometimes replaced by  $H / R_c$  (Fischer, 1969) or  $W / R_c$  (Yotsukura & Sayre, 1976) with  $R_c$  the curvature radius of the channel in the case of a single bend. Along with the aspect ratio  $W / H$ , the sinuosity reflects the mixing due to dispersion by secondary currents in curved channels (Aghababaei et al., 2017; Huai et al., 2018; Jeon et al., 2007), while the so-called friction ratio  $U / u_*$ , sometimes replaced by the friction coefficient  $\lambda = 8(U / u_*)^2$ , reflects the mixing due to turbulent diffusion (Webel & Schatzmann, 1984).

Most predictive equations in the literature are expressed with  $L = H$  and  $V = u_*$ . However, it is not obvious that the same characteristic velocity and length apply to all mixing processes. For instance, Huai et al. (2018) consider  $L = H$  for the turbulent diffusion coefficient and  $L = W$  for the dispersion coefficient, with  $V = u_*$  in both cases. Still, the classification proposed by Rutherford (1994) remains the simplest and most widely used reference to estimate the mixing coefficient in a given river:  $E_y / (Hu_*) = 0.15 - 0.3$  for straight channels,  $E_y / (Hu_*) = 0.3 - 0.9$  for gently meandering channels, and  $E_y / (Hu_*) = 1 - 3$  for sharply curved channels. In straight laboratory flumes, the transverse dimensionless coefficient tends toward a constant value ( $E_y / (Hu_*) \approx 0.13$ ) for high friction coefficients ( $\lambda > 0.08$ ) (Webel & Schatzmann, 1984). This value is consistent with the lower bound for straight channels ( $E_y / (Hu_*) = 0.15$ ) of Rutherford's classification. Nevertheless, for a similar range of hydraulic parameters, values reported from rivers studies can be much higher (see tables in Huai et al., 2018). As a consequence, separate predictive equations are proposed in the literature for rivers and laboratory flumes. It appears that none of the equations dedicated to rivers are able to predict the coefficient values measured in straight channels ( $S_n = 1$ ) in laboratory conditions. Moreover, these equations are unable to predict the highest mixing coefficient values reported in rivers (see Figure 5 of Huai et al., 2018). This suggests that a parameter characterizing an additional mixing process is missing in Equation 1, and that such additional process cannot be represented using a combination of the usual dimensionless parameters:  $W / H$ ,  $U / u_*$ , or  $\lambda$ , and  $S_n$  or  $W / R_c$ .

The values of the transverse mixing coefficient available in the river literature are reach-averaged, i.e., they are estimated from the best-fitting of a 1D diffusion model over relatively long river sections (e.g., few hundred meters to few kilometers). This model considers a uniform flow, i.e., the hydraulic and geometric parameters do not vary substantially along the longitudinal direction between the injection and the measuring cross-sections. This approach leads to accurate values of the mixing coefficient for laboratory experiments and artificial canals (Fischer, 1973) in conditions that meet the 1D model assumptions, but is expected to be less accurate in rivers where hydraulic and geometric parameters are hardly uniform longitudinally, at least over distances of several width long. For example, Figures 9 and 10 of Seo et al. (2006) suggest that the transverse mixing coefficient varies longitudinally within their studied reaches, with successions of stronger and weaker mixing efficiency in between successive measuring cross-sections. Since the predictive equations in rivers (in the form of Equation 1) are constructed from values of reach-averaged transverse mixing coefficient and reach-averaged hydraulic parameters for which the longitudinal flow variations and flow nonuniformity are neglected in the literature, the equations cannot reflect their possible contribution to the transverse mixing.

We assume that the overlooked flow nonuniformity along the river reach may be the reason why existing equations often underestimate the high transverse mixing coefficient values observed in rivers and why they cannot cover both laboratory and field conditions. We suspect that a unified equation for the transverse mixing coefficient should include an additional term quantifying the effect of the flow nonuniformity within the studied area.

This study reports experimental evidence of the longitudinal variability of the transverse mixing coefficient in a short river reach due to flow nonuniformity and proposes an original predictive equation that includes

such effect. The manuscript is organized as follows. Section 2 introduces the theoretical basis for the estimation of the transverse mixing coefficient, including the 1D diffusion model and the spatial averaging of the hydraulic and geometric parameters. Section 3 describes the fieldwork and setup of tracing experiments conducted in consecutive sub-reaches of a 2 km-long reach of the Durance River in France, a shallow gravel-bedded piedmont river. In Section 4, the values of the transverse mixing coefficient within each sub-reach are quantified and discussed with regards to the geometric and hydraulic characteristics of the river sub-reach. A new predictive equation for the nondimensional transverse mixing coefficient is established, including a term for the flow nonuniformity. The findings are discussed in Section 5.

## 2. Theoretical Considerations

### 2.1. Diffusion Model Equation

The evaluation of the transverse mixing coefficient in the general case of a reach with longitudinally varied morphology, hence nonuniform flow, leads to a complicated resolution of the advection-diffusion equation, with no analytic solution. The approach followed herein is based on the analytical solution of the advection-diffusion equation for a uniform flow, commonly used in the literature. The effect of flow nonuniformity will be encompassed in the catch-all reach-averaged transverse mixing coefficient as an additional contribution to that of molecular and turbulent diffusion, and dispersion by secondary currents.

As proposed by Beltaos (1975) and Seo et al. (2006) among others, the transverse mixing coefficient in a stream with large aspect ratio can be quantified by applying the streamtube formulation (Yotsukura & Cobb, 1972) of the depth-averaged advection-diffusion equation. This formulation of the advection-diffusion equation introduces a change of coordinates where the 2D cartesian system  $(x, y)$ , with  $x$  (m) a longitudinal coordinate and  $y$  (m) a transverse coordinate, is transformed into a new system  $(x, q)$ , where  $q = \int_0^y u(s)h(s)ds$  ( $m^3/s$ ) is the cumulative discharge, with  $u$  the local time- and depth-averaged streamwise velocity and  $h$  the local water depth.

Compared to constant-rate tracer injections, slug injections, i.e., sudden releases of a mass of tracer, substantially decrease the duration of field experiments and the mass of tracer released into the river (Beltaos, 1975; Seo et al., 2006). The 1D advection-diffusion equation is then solved under the uniformity hypothesis for the depth-averaged dosage  $\theta(x, q) = \int_0^\infty C(x, q, t)dt$  ( $kg \cdot s/m^3$ ), where  $C(x, q, t)$  is the depth-averaged time-dependent concentration:

$$\frac{\partial \theta}{\partial x} = B \frac{\partial^2 \theta}{\partial q^2} \quad (2)$$

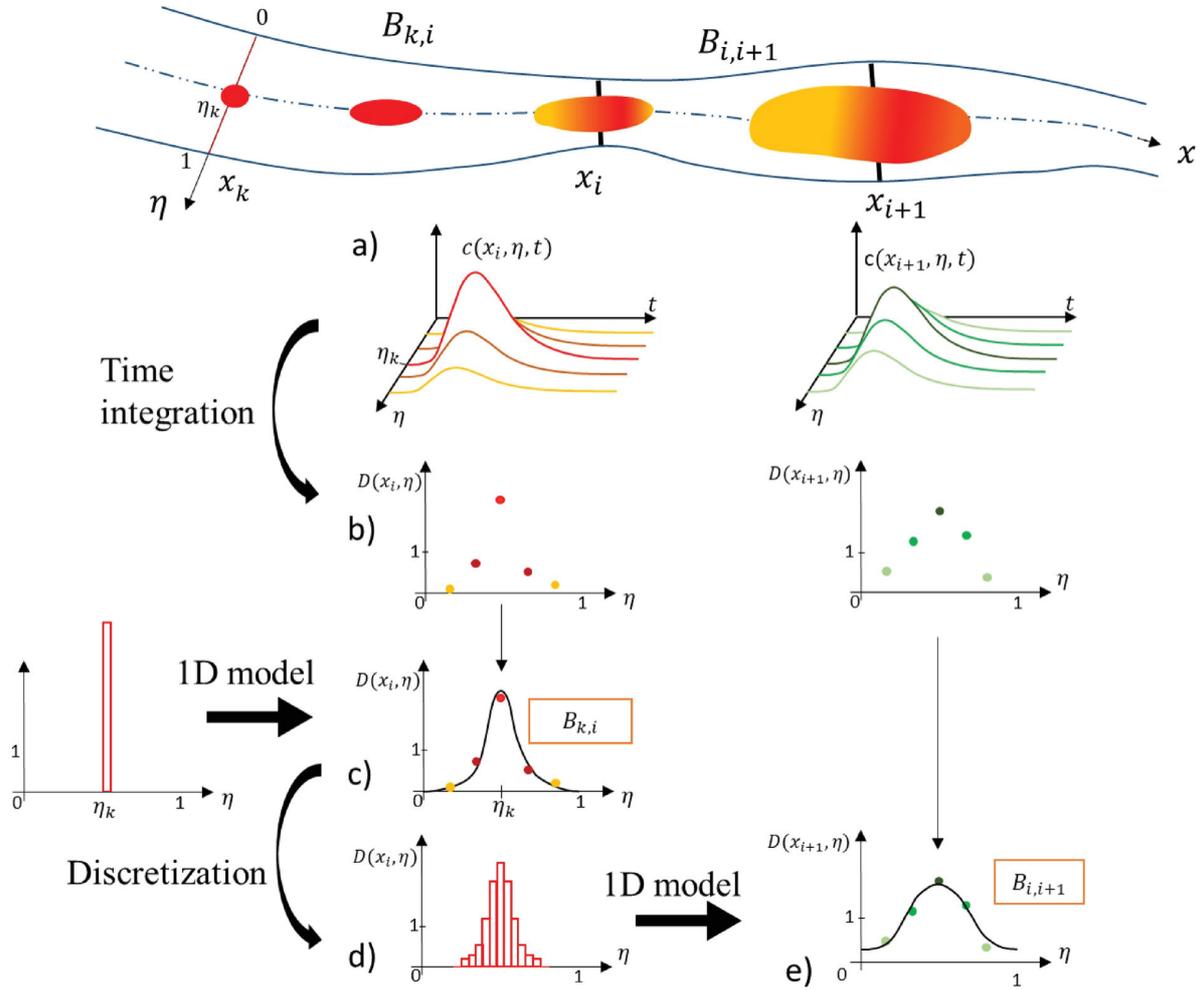
where  $B$  is the reach-averaged diffusion factor ( $m^5/s^2$ ):

$$B = \frac{1}{Q} \int_0^Q u h^2 \varepsilon_y dq = \Psi U H^2 E_y \quad (3)$$

where  $\Psi = \frac{1}{Q U H^2} \int_0^Q u(q)h(q)^2 dq$  is the velocity shape factor quantifying the transverse nonuniformity of water depth and streamwise velocity,  $\varepsilon_y$  ( $m^2/s$ ) is the local depth-averaged transverse mixing coefficient and  $E_y = B / (\Psi H U^2)$  ( $m^2/s$ ) is the reach-averaged transverse mixing coefficient. Equation 2 can be made dimensionless:

$$\frac{\partial D}{\partial x} = \frac{B}{Q^2} \frac{\partial^2 D}{\partial \eta^2} \quad (4)$$

where  $D = \theta / \bar{\theta}$  is the dimensionless local dosage,  $\bar{\theta} = M / Q$  is the transverse-averaged dosage,  $M$  (kg) the injected mass of tracer, and  $\eta = q / Q$  is the dimensionless cumulative discharge.



**Figure 1.** Procedure applied to estimate the transverse mixing coefficients from a slug injection of tracer: (a) concentration measurements at  $x_i$  and  $x_{i+1}$ , (b) dosage cross-profile calculation at  $x_i$  and  $x_{i+1}$ , (c) fit of Equation 5 against the concentration profile measured at  $x_i$ , (d) discretization of the fitted dosage cross-profile at  $x_i$ , (e) fit of Equation 6 against the concentration profile measured at  $x_{i+1}$ .

Moreover, as rivers are laterally confined, a specific treatment of the banks is required. The mirror method (Rutherford, 1994) assumes that the dosage is fully reflected by the banks under the Neumann boundary condition:  $\partial D / \partial \eta |_{\eta=0} = \partial D / \partial \eta |_{\eta=1} = 0$ .

## 2.2. Analytical Solutions and Experimental Procedure

A solution of Equation 4 for a point source injection located at  $(x_k, \eta_k)$  in a laterally confined channel is expressed as a summation of  $4N + 1$  virtual sources located beyond the bank:

$$D(x, \eta) = \frac{D(x_k, \eta_k) \times Q}{\sqrt{4\pi B(x - x_k)}} \exp\left[\frac{-Q^2(\eta \pm \eta_k)^2}{4B(x - x_k)}\right] + \sum_{n=1}^N \frac{D(x_k, \eta_k) \times Q}{\sqrt{4\pi B(x - x_k)}} \exp\left[\frac{-Q^2(2n \pm \eta \pm \eta_k)^2}{4B(x - x_k)}\right] \quad (5)$$

The diffusion factor  $B_{k,i}$  of the sub-reach located between the tracer injection point at  $(x_k, \eta_k)$  and the measurement cross-section at  $x_i$  (cf. Figure 1) is estimated through the best-fitting of Equation 5 against

the dosage profile  $D(x_i, \eta)$  measured at the downstream cross-section, knowing the dosage  $D(x_k, \eta_k)$  at the injection point.

On the other hand, to estimate the diffusion factor  $B_{i,i+1}$  of the sub-reach located between two consecutive measurement cross-sections located respectively at  $x_i$  and  $x_{i+1}$  (cf. Figure 1) downstream of the injection point, the analytical solution of Equation 4 for a tracer source distributed across the upstream cross-section must be used:

$$D(x_{i+1}, \eta) = \frac{1}{N_j} \sum_{j=1}^{N_j} \left( \frac{D(x_i, \eta_j) \times Q}{\sqrt{4\pi B_{i,i+1} (x_{i+1} - x_i)}} \exp \left[ \frac{-Q^2 (\eta \pm \eta_j)^2}{4 B_{i,i+1} (x_{i+1} - x_i)} \right] + \sum_{n=1}^N \frac{D(x_i, \eta_j) \times Q}{\sqrt{4\pi B_{i,i+1} (x_{i+1} - x_i)}} \exp \left[ \frac{-Q^2 (2n \pm \eta \pm \eta_j)^2}{4 B_{i,i+1} (x_{i+1} - x_i)} \right] \right) \quad (6)$$

In such case, the upstream dimensionless dosage cross-profile computed at section  $x_i$  using Equation 5 is discretized in  $N_j = 100$  values at positions  $\eta_j = j / N_j$  separated by constant discharge increments  $1 / N_j$  (cf. Figure 1d). The diffusion factor  $B_{i,i+1}$  of the sub-reach between cross-sections at  $x_i$  and  $x_{i+1}$  is then estimated through the best-fitting of Equation 6 against the dosage profile  $D(x_{i+1}, \eta)$ .

This procedure is cost-efficient since a single slug injection at  $x_k$  yields transverse mixing coefficient estimates for two consecutive sub-reaches  $(x_k, x_i)$  and  $(x_i, x_{i+1})$ , provided that the concentration profiles at both cross-sections  $x_i$  and  $x_{i+1}$  can be recorded simultaneously. Repeating this procedure in various sub-reaches allows assessing the longitudinal variation of the diffusion factor and thus the transverse mixing coefficient.

### 2.3. Longitudinal Flow Nonuniformity Parameters

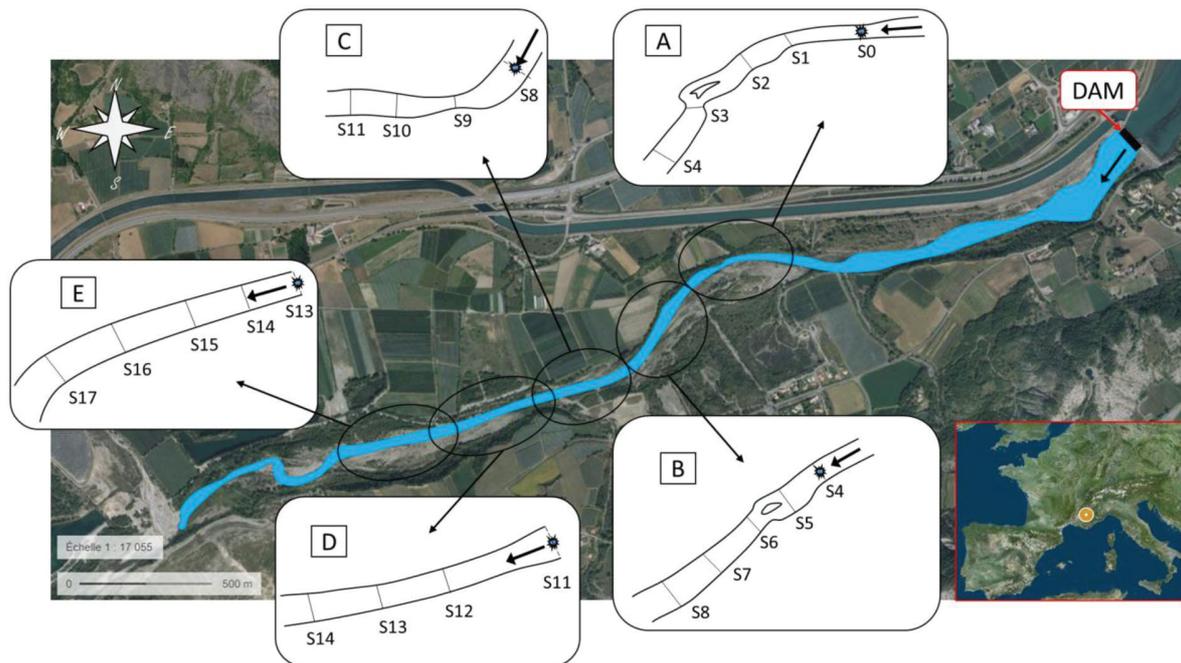
A flow is considered nonuniform when the streamwise profiles of the water surface elevation  $z_w(x)$  and of the hydraulic head  $E(x) = z_w + \bar{u}^2 / 2g$  (m) are not parallel, with  $\bar{u}$  (m/s) the transverse-averaged velocity and  $g$  (m<sup>2</sup>/s) the gravitational acceleration. To quantify such flow nonuniformity, Kironoto et al. (1995) introduced the equilibrium pressure-gradient parameter:

$$\beta = \frac{\bar{h}}{\tau_0} \frac{dp^*}{dx} \quad (7)$$

where  $\tau_0 = \rho g \bar{h} S_E$  is the bottom shear stress,  $\bar{h}$  the transverse-averaged water depth,  $S_E = -dE / dx$  the local head slope or head loss, and  $dp^* / dx = -\rho g S_w$  the longitudinal pressure gradient with  $S_w = -dz_w / dx$  the slope of the water surface elevation. The parameter  $\beta$  is simply the opposite of the water surface elevation slope to head slope ratio:

$$\beta = -\frac{S_w}{S_E} \quad (8)$$

In an accelerating flow, the velocity increases ( $d\bar{u} / dx > 0$ ) so that the head slope is milder than the water surface elevation slope and  $\beta < -1$ . Oppositely, in a decelerating flow, the velocity decreases ( $d\bar{u} / dx < 0$ ) so that the head slope is greater than the water surface elevation slope and  $\beta > -1$ . The uniform flow condition corresponds to  $\beta = -1$  since both slopes are equal. However, when a succession of accelerating, decelerating or relatively uniform flows occurs along a river reach, an average  $\beta$  value does not capture the flow non-uniformity. Indeed, the reach-averaged equilibrium pressure-gradient parameter is computed as the length-weighted average value  $\beta = (1 / X) \sum X_n \beta_n$ , where  $\beta_n$  and  $X_n$  are the local equilibrium pressure-gradient parameter and length, respectively, of the  $n^{\text{th}}$  sub-reach ( $X = \sum X_n$ ). Consequently, local  $\beta_n$  smaller and greater than  $-1$  may cancel each other so that  $\beta \sim -1$ , suggesting that overall the flow is uniform. We thus



**Figure 2.** Layout of the study reach of the Durance at La Saulce, France, delineated in five zones A, B, C, D and E corresponding to the five injection points (S0, S4, S8, S11, S13) and in 17 sub-reaches. Black arrows show the flow direction (Source Geoportail: <https://www.geoportail.gouv.fr>).

propose a more representative indicator of flow nonuniformity (called here the nonuniformity parameter) along a river reach:  $\kappa = (1/X) \sum X_n |\beta_n + 1|$ . Since  $\kappa$  is the sum of positive or null values, it equals zero only if the flow is uniform in all sub-reaches. However, the distinction between accelerating and decelerating flows is lost when using  $\kappa$  instead of  $\beta$ .

Finally, the general expression ruling the transverse mixing coefficient derived from dimensional analysis (Equation 1) can be extended to include flow nonuniformity effects using parameter  $\kappa$ :

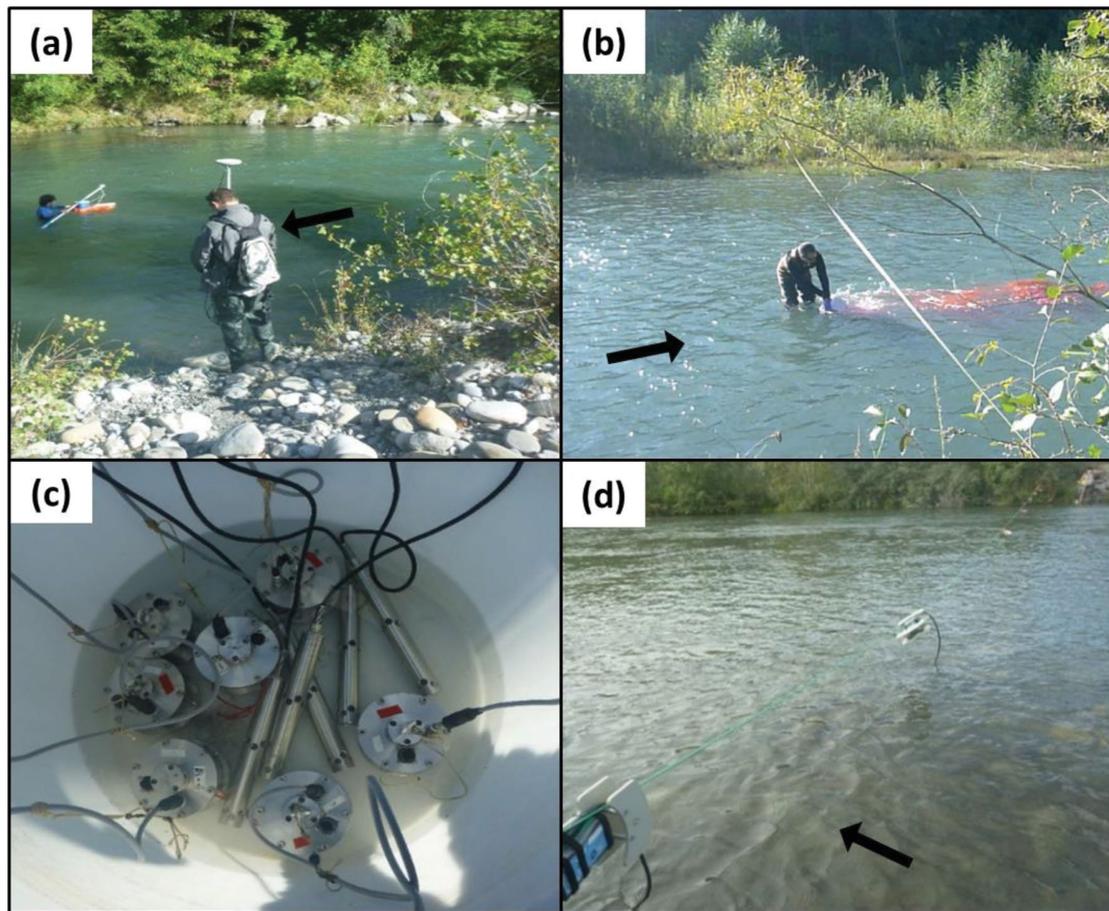
$$\frac{E_y}{LV} = f\left(\frac{U}{u_*}, \frac{W}{H}, S_n, \kappa\right) \quad (9)$$

An objective of the present work is to assess the influence of this fourth parameter and the potential for deriving a unique predicting equation covering both field and laboratory situations.

### 3. Experimental Work

#### 3.1. Field Site

The experimental work is conducted in a 2 km-long segment of the Durance River (between 44°24'59.79"N 6°0'9.61"E and 44°24'35.02"N 5°58'58.23"E) near La Saulce, France (Figure 2) during a three-day campaign between 24/09/2019 and 27/09/2019. The Durance River is a piedmont river flowing from the French Southern Alps to the Rhône River. This river is subject to Mediterranean flash floods that drastically change its morphology. The study reach is by-passed by a hydropower canal so that the discharge released from the dam remains constant during our experiments. All along the campaign, the discharge measured at several cross-sections using a 2,400 kHz Teledyne RDI StreamPro Acoustic Doppler Current Profiler (ADCP) is 5.3 m<sup>3</sup>/s on average with a standard deviation of 0.4 m<sup>3</sup>/s (~8%). The river reach can be seen as a longitudinal succession of sub-reaches with different types of roughness elements, such as channels bedded with sand, rocks (pebbles or bigger rocks), and emerging obstacles, as presented below.



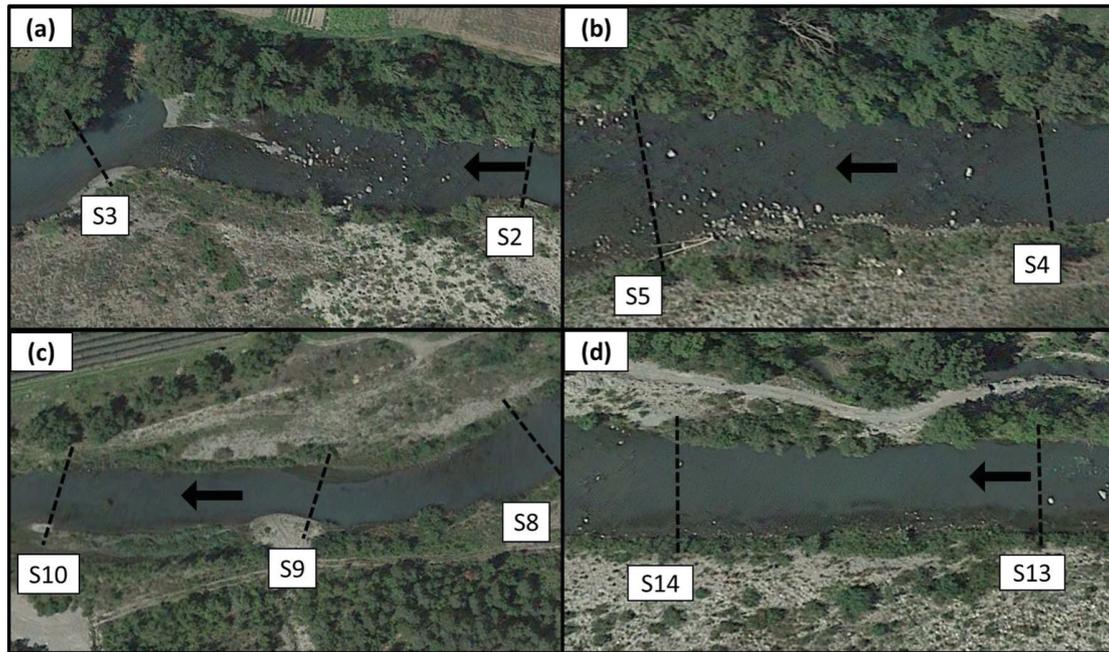
**Figure 3.** Instruments and their deployment: (a) ADCP and DPGS measurements at cross-section S1.5, (b) injection of tracer at cross-section S13, (c) the fluorimeters (7 Albillia and 5 TQ tracers) deployed in the calibration tank and (d) along cross-section S10. Black arrow indicate the flow direction.

### 3.2. Measurement Methods and Equipment

The streamtube version of the 1D diffusion model (cf. Section 2.1) requires that concentration measurements are positioned at known cumulative discharge values across each measurement cross-section. Also, the reach-averaged velocity-shape factor  $\Psi$ , water depth  $H$ , channel width  $W$  and velocity  $U$  of each sub-reach must be evaluated.

The depth-averaged velocity  $u$  and water depth  $h$  are measured along different cross-sections bordering and within the sub-reaches using a Teledyne RDI StreamPro 2,400 kHz ADCP mounted on a little float as shown in Figure 3a. The float and the ADCP are moved from bank to bank by a wading operator or from an inflatable boat in the deepest areas. The streamwise profile of water surface elevation  $z_w(x)$  is measured using a Leica DGPS System 1200 with RTK correction from the Orpheon network (cf. Figure 3a).

The tracer used for slug injections (cf. Figure 3b) is liquid Rhodamine WT 20%, a fluorescent tracer with high detectability and low toxicity. Seven GGNU-FL30 Albillia sensors and five TQ-tracers (Sommer Messtechnik) record the water fluorescence with a sampling frequency of 2–3 Hz for the Albillia and 1 Hz for the TQ tracers. All the fluorimeters (Albillia and TQ-tracers) are calibrated every day after the tracing experiments to relate the voltage response to the actual concentration of Rhodamine WT. To do so, precise doses of Rhodamine WT are injected in a big tank filled with river water (cf. Figure 3c) to increase the concentration by increments of 10 ppb, reaching 0, 10, 20, 40, 80 and 160 ppb. The temperature of the flow is measured every minute with a micro-Diver (SWS Technology) during the tracing experiment in order to correct the fluorescence signal as proposed by Poncet (2017):



**Figure 4.** Examples of studied sub-reaches with variable bed morphology: (a) a complex riffle for S2-S3, (b) emerging blocks for S4-S5, (c) a pebble bed with a mild meander for S8-S9 et S9-S10, (d) a sand bedded straight channel for S13-S14.

$$F_{corr} = F_{meas} \times e^{n(T_{cal} - T_{meas})} \quad (10)$$

where  $F_{meas}$  and  $T_{meas}$  are respectively the fluorescence and temperature in the water measured during the injection experiments,  $T_{cal}$  is the temperature of the water during the calibration process, and  $n$  is a coefficient depending on the type of fluorimeter:  $n = 0.026$  for Albillia sensors, and  $n = 0.021$  for TQ-tracers.

### 3.3. Delineation of the Sub-reaches and Hydraulic Parameters

The strategy consists of splitting the 2-km long river reach in 17 sub-reaches and conducting tracing experiments in each sub-reach. ADCP measurements are performed at 29 cross-sections, including the 18 cross-sections bordering the sub-reaches (cf. Figure 2). Sub-reaches are labeled by their limiting cross-sections, e.g., sub-reach S0-S1 is delineated by cross-sections S0 and S1, etc. The remaining 11 cross-sections are referred to as “intermediate cross-sections” and are positioned near the middle of the sub-reaches: for instance, cross-section S0.5 is an intermediate cross-section located within sub-reach S0-S1, i.e., between cross-sections S0 and S1.

During the campaign, the injection point is regularly moved downstream in order to minimize the risk of perfectly mixed tracer in the transverse direction, which would prevent the estimation of the transverse mixing coefficient. Therefore, the study site is divided in five injection zones (cf. Figure 2). Injections are performed at the center of cross-sections S0, S4, S8, S11 and S13, corresponding to injection zones A to E. For each injection, two consecutive fluorescence measuring cross-sections (noted  $S_i$  and  $S_{i+1}$  in Figure 1) are equipped with six fluorimeters each placed on the bed (cf. Figure 3d) at equal discharge increments ( $= 1/7, \dots, 6/7$ ) measured by the ADCP. The Albillia sensors are located near the center of the cross-sections where peak concentrations are the highest while TQ-tracers are located near the banks due to their higher sensitivity and lower saturation level.

Figure 4 shows photographs of selected sub-reaches, revealing very different river aspects. The sub-reaches delineation is somehow subjective but it is mainly based on eye-identification of roughness elements and bed morphology. Each macro-scale obstacle such as a riffle, an island or a patch of emerging blocks is

**Table 1**  
Hydraulic Data at Each Cross-Section

Cross-section	$X$ (m)	$\psi$ (-)	$w$ (m)	$\bar{h}$ (m)	$\bar{u}$ (m/s)	$z_w$ (m)	$E$ (m)
S0	0	1.14	16.7	0.69	0.46	560.520	560.531
S0.5	34	1.11	13.6	0.42	0.93	560.310	560.354
S1	101	1.77	13.6	0.49	0.79	559.795	559.827
S1.5	141	2.27	13.7	0.97	0.40	559.791	559.799
S2	156	-	-	-	-	559.761	-
S3	306	2.00	14.3	0.95	0.39	558.865	558.873
S3.5	337	1.19	22.3	0.73	0.32	558.864	558.869
S4	371	1.13	24.4	0.52	0.42	558.86	558.869
S5	444	1.18	31.6	0.33	0.50	558.549	558.562
S6	544	1.88	17.9	0.77	0.39	557.391	557.399
S7	629	1.10	18.2	1.14	0.25	557.36	557.363
S8	762	1.44	29.8	0.43	0.42	557.349	557.358
S8.5	820	1.89	23.0	0.46	0.50	557.190	557.203
S9	863	1.10	18.9	0.72	0.39	557.171	557.179
S9.5	901	1.22	24.8	0.46	0.46	557.156	557.167
S10	980	1.07	24.4	0.43	0.50	557.061	557.074
S10.5	1,010	1.05	25.4	0.52	0.40	556.969	556.977
S11	1,077	1.01	22.2	0.43	0.56	556.623	556.639
S11.5	1,249	1.18	18.4	0.34	0.85	556.380	556.417
S12	1,307	1.11	20.0	0.48	0.55	555.937	555.953
S13	1,400	1.39	19.4	0.70	0.39	555.035	555.043
S13.5	1,439	1.07	19.3	0.70	0.39	555.034	555.042
S14	1,465	1.05	20.1	0.58	0.45	555.014	555.025
S14.5	1,588	1.74	24.2	0.36	0.60	554.664	554.683
S15	1,626	1.03	25.1	0.49	0.43	554.514	554.523
S15.5	1,700	2.05	28.7	0.36	0.51	554.350	554.363
S16	1,780	1.01	25.6	0.43	0.49	554.017	554.029
S16.5	1,822	1.72	16.2	0.57	0.57	553.910	553.927
S17	1,859	1.12	21.2	0.36	0.69	553.838	553.862

systematically included near the middle of a sub-reach. Moreover, each sub-reach has to be sufficiently long ( $>50$  m) so that dosage cross-profiles recorded at successive cross-sections with a limited number of probes are sufficiently different to allow an accurate estimation of the transverse mixing coefficient of the sub-reach through fitting of the advection-diffusion model (Equations 5 and 6).

The studied reach comprises four riffles sub-reaches: S2-S3 (cf. Figure 4a), S5-S6, S10-S11 and S12-S13. The first two are located within a complex channel, with emerging blocks upstream followed by an island dividing the riffle in two flows. These two flows merge further downstream in a curved channel where the water depth strongly increases. The other two riffles exhibit a simpler morphology, with a straight channel, a typically high slope and a low water depth.

Emerging blocks are observed within reaches S0-S1, S4-S5 (cf. Figure 4b), S14-S15 and S15-S16. Sub-reaches S0-S1 and S15-S16 are composed of an upstream region with large immersed boulders and a downstream region with smaller emerging blocks.

Sub-reaches S7-S8, S8-S9, S9-S10, S11-S12 and S16-S17 are rough channels with medium-sized pebbles ( $d_{50} \sim 0.1H$ ). Moreover, sub-reaches S8-S9 and S9-S10 exhibit complex topographical variations: the water depth increases along the left bank for sub-reach S8-S9, while the opposite holds for S9-S10. Cross-section S9 is located at the throat of an S-shaped section of the channel (cf. Figure 4c).

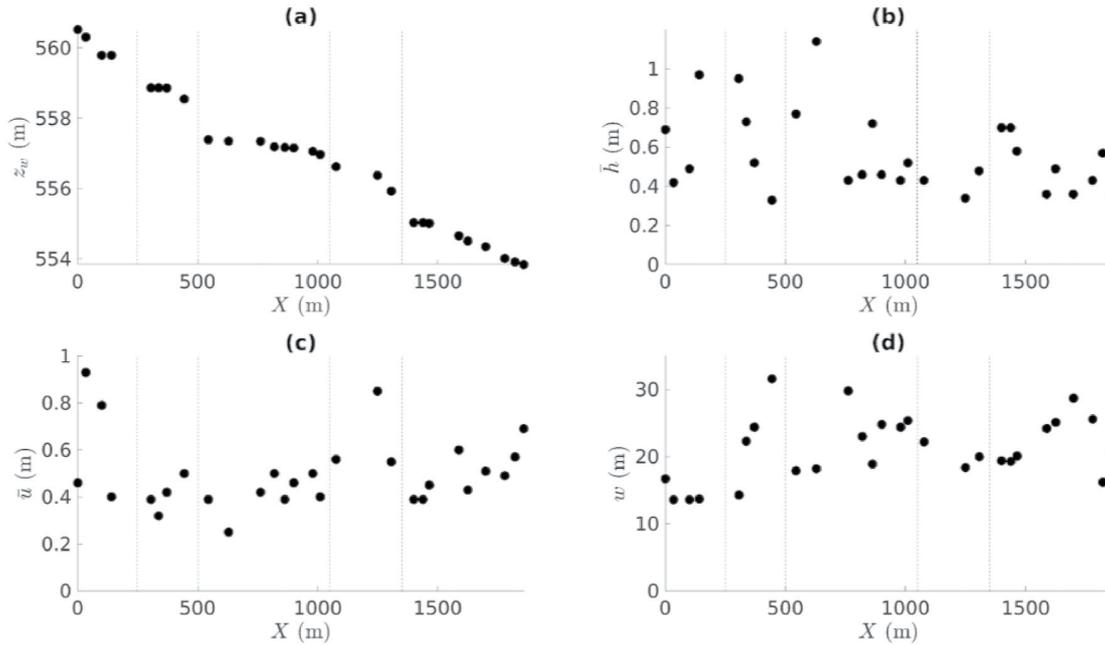
Sub-reaches S1-S2, S3-S4, S6-S7 and S13-S14 (cf. Figure 4d) are mild slope sand-bedded sub-reaches mostly located just downstream from riffles with a bed covered with sand and small gravels ( $d_{50} \sim 0.01H$ ). They exhibit the largest water depth ( $H > 0.5$  m, up to  $H \sim 1$  m for S6-S7). The width of the channel in sub-reach S1-S2 increases after S1 and recirculation zones are present on each side of the channel.

Table 1 summarizes the hydraulic characteristics of each cross-section. The overbar represents a cross-sectional averaged, and the lower case  $w$  and  $\psi$  are the width and velocity-shape factor of the corresponding cross-section respectively. These hydraulic quantities substantially vary over the whole domain, as depicted on Figure 5. The four sudden water surface elevation drops in Figure 5a are due to the four riffles located at  $X \sim 250, 500, 1050$  and  $1350$  m downstream from cross-section S0. Just downstream from the riffles, the bed slope strongly decreases while water depth increases, until the next riffle.

The sub-reach averaged hydraulic and geometric parameters  $H, W, U, u_*, \Psi, \lambda, W/H, \beta$  and  $\kappa$  are listed in Table 2. These values are obtained by averaging the consecutive cross-sectional averaged values included at the border of each sub-reach and within each-reach for those containing an intermediate cross-section, using a length-weighted-average in the same way as in Section 2.3.

### 3.4. Tracing Experiments

For each injection, the dosage cross-profiles are fitted using the procedure described in Section 2.2 with an example in Figure 6b for the slug injection at section S13 and measurements at sections S14 and S15. For all injections, Table 2 summarizes the fitted diffusion factors  $B$  and the corresponding transverse mixing coefficient  $E_y$ .



**Figure 5.** Longitudinal evolution of the hydraulic parameters measured along the study reach from cross-section S0 ( $X = 0$ ): (a) water surface elevation  $z_w$ , (b) cross-sectional averaged water depth  $\bar{h}$ , (c) cross-sectional averaged velocity  $\bar{u}$ , (d) river width  $w$ . Riffles are indicated by vertical blue dash lines.

To assess the repeatability of the tracing experiments, the dosage measurements at cross-sections S2, S3, S6, S7, S10, S11, S12, S13, S15, and S16 are repeated twice with the same injection point. For example, the repeated dosage cross-profile measurements at S15 (cf. Figure 6b) with injection at S13 show the relatively good agreement. Moreover, the diffusion factor of sub-reach S13-S14 is estimated twice: with an injection at S11 (zone D in Figure 2) and a with a closer injection at S13 (zone E). The resulting diffusion factors are found identical (cf. column #17 in Table 2).

Unfortunately, two cases of perfect mixing are reported: for the injections at S0 (zone A) and at S4 (zone B), the tracer is almost perfectly mixed at cross-sections S3 and S7, respectively. Consequently, the transverse mixing coefficients for sub-reaches S3-S4 and S7-S8 could not be estimated. These results confirm that dividing the domain in at least five injection zones (A, B, C, D and E, see Figure 2) for consecutive injections was required. Moreover, the measured dosage cross-profiles hardly evolve between monitored sections S10 and S11, within the range of the measurement uncertainties. Here again, no diffusion factors and mixing coefficients could be estimated, but are expected to be “very low”. Finally, since the hydraulic data at S2 is not available (due to experimental limitation, see Table 1), the diffusion factors for S1-S2 and S2-S3 could be estimated but not the corresponding transverse mixing coefficients.

## 4. Results

### 4.1. Influence Factors for the Transverse Mixing Coefficient

Present section analyses the measured dimensionless mixing coefficient  $E_y / (LV)$ , where  $V$  can be selected as the sub-reach averaged  $u_*$  (friction velocity) or  $U$  (bulk velocity) and  $L$  as  $W$  (channel width) or  $H$  (water depth). The measured transverse mixing coefficient given in Table 2 and plotted in Figure 7a and Figure 7b is found to vary quite substantially within the studied domain, with a weight-average of  $E_y / (Hu_*) = 0.48$  and  $R^2 = 40\%$ , corresponding to the gently meandering channel configuration following Rutherford (1994). A minimum of  $E_y / (Hu_*) = 0.2$  is obtained in a relatively straight channel with emerging obstacles (i.e., S4-S5), and a maximum of  $E_y / (Hu_*) = 1.25$  is found in a straight sand channel (i.e., S13-S14) downstream of a riffle. The lowest value is in agreement with Rutherford (1994) for the straight channel case. The high-

**Table 2**  
Characteristics of Each Sub-Reach Along With Computed Mixing Coefficients

Injection zone	Sub-reach	Roughness type	Length (m)	$S_w$ (m/km)	$S_E$ (m/km)	$W$ (m)	$H$ (m)	$W/H$	$U$ (m/s)	$u_* = \sqrt{gHS_E}$ (m/s)	$\lambda$	$\Psi$	$\beta$	$\kappa$	$S_n$	$B$ (m <sup>5</sup> /s <sup>2</sup> )	$E_y$ (m <sup>2</sup> /s)
A/S0 (Day 1)	S0-S1	Emerging blocks	101	7.17	6.97	14	0.49	28.8	0.80	0.18	0.41	1.33	-1.05	0.08	1.01	0.006	0.023
	S1-S2	Sand	55	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.02	-	-
	S2-S3	Riffle-island	150	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.12	-	-
	S3-S4	Sand	65	0.06	0.04	21	0.73	28.7	0.36	0.02	0.03	1.37	-6.75	6.42	1	<sup>a</sup>	<sup>a</sup>
B/S4 (Day 2)	S4-S5	Emerging blocks	73	4.28	4.22	28	0.42	65.9	0.46	0.13	0.66	1.16	-1.01	0.012	1	0.0011	0.011
	S5-S6	Riffle-island	100	11.58	11.63	25	0.55	45	0.44	0.25	2.54	1.53	-1	0.00	1.05	0.0141	0.069
	S6-S7	Sand	85	0.42	0.48	18	0.95	18.9	0.32	0.07	0.34	1.49	-0.89	0.12	1	0.014	0.032
	S7-S8	Rocks	133	0.08	0.04	24	0.78	30.6	0.34	0.02	0.02	1.27	-2.01	1.01	1.01	<sup>a</sup>	<sup>a</sup>
C/S8 (Day 2)	S8-S9	Rocks	101	1.76	1.77	24	0.51	47.3	0.45	0.09	0.31	1.59	-0.93	0.10	1.04	0.0064	0.035
	S9-S10	Rocks	117	0.94	0.90	24	0.50	47.8	0.46	0.06	0.15	1.15	-1.10	0.10	1.02	0.004	0.031
	S10-S11	Riffle	97	4.52	4.49	24	0.47	50.9	0.47	0.14	0.74	1.04	-1	0.00	1.01	Very low	Very low
D/S11 (Day 3)	S11-S12	Rocks	230	2.98	2.98	20	0.39	50.4	0.70	0.10	0.19	1.12	-1.04	0.08	1	0.0022	0.018
	S12-S13	Riffle	93	9.70	9.78	20	0.59	33.3	0.47	0.24	2.04	1.25	-0.99	0.01	1	0.005	0.024
	S13-S14	Sand	65	0.32	0.28	19	0.68	28.8	0.40	0.03	0.08	1.16	-1.10	0.10	1	0.0061	0.028
E/S13 (Day 3)	S13-S14	Sand	65	0.32	0.28	19	0.68	28.8	0.40	0.03	0.08	1.16	-1.10	0.10	1	0.0061	0.028
	S14-S15	Emerging blocks	161	3.11	3.11	23	0.46	49.4	0.53	0.12	0.40	1.39	-1	0.032	1.01	0.002	0.013
	S15-S16	Emerging blocks	154	3.23	3.21	27	0.41	66	0.48	0.11	0.43	1.54	-1.01	0.013	1.01	0.0013	0.010
	S16-S17	Rocks	79	2.27	2.11	20	0.48	41.1	0.58	0.10	0.26	1.39	-1.08	0.08	1	0.0029	0.015

-: missing values due to missing hydraulic data at S2.

<sup>a</sup>cases of perfect mixing.

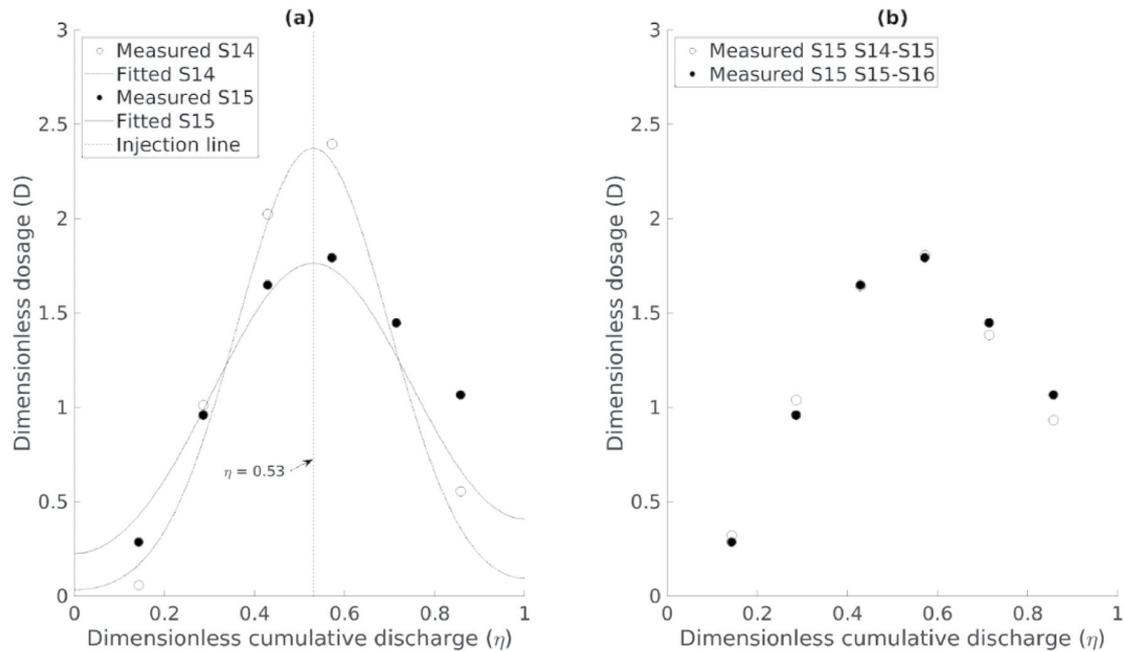
est value would correspond to the sharply curved channel case in Rutherford's classification. Overall, no clear relation could be found between the morphology of the sub-reaches and the corresponding transverse mixing coefficients:

- The dimensionless mixing coefficient generally decreases with increasing friction factor  $\lambda$ , except for the two very high  $\lambda$  values, corresponding to the cases of riffle sub-reaches, i.e., S5-S6 and S12-S13 (cf. Figures 7c and 7d). Additionally, these exceed those obtained in laboratory channels for similar high values of friction coefficient ( $E_y / (Hu_*) = 0.13$  for  $\lambda > 0.08$ ).
- $E_y / (WU)$  and  $E_y / (Wu_*)$  decrease with increasing aspect ratio (cf. Figure 7f).
- No clear trend with the sinuosity  $S_n$  (cf. Figures 7g and 7h) is found except for  $E_y / (Hu_*)$ , where a slight increase of the coefficient with increasing  $S_n$  is observed.

Overall, the present analysis does not permit to identify the governing parameters (i.e.,  $\lambda$ ,  $W/H$ , and  $S_n$ ) ruling the longitudinal variability of dimensionless transverse mixing coefficient measured in the Durance River.

#### 4.2. Predictive Equation Including Flow Nonuniformity

The ability of equations recently published by Aghababaei et al. (2017), Deng et al. (2001), Huai et al. (2018), and Jeon et al. (2007) to predict the measured transverse mixing coefficients is tested here. Four equations



**Figure 6.** Examples of dimensionless dosage measurements and transverse mixing coefficient estimation: (a) fit of the diffusion model for sub-reach S14-S15 with injection at cross-section S13, (b) repeated dosage measurements at cross-section S15.

from recent literature are evaluated by comparison with our measurements. The parameters on which they are based are reported in Table 3 and short descriptions follow.

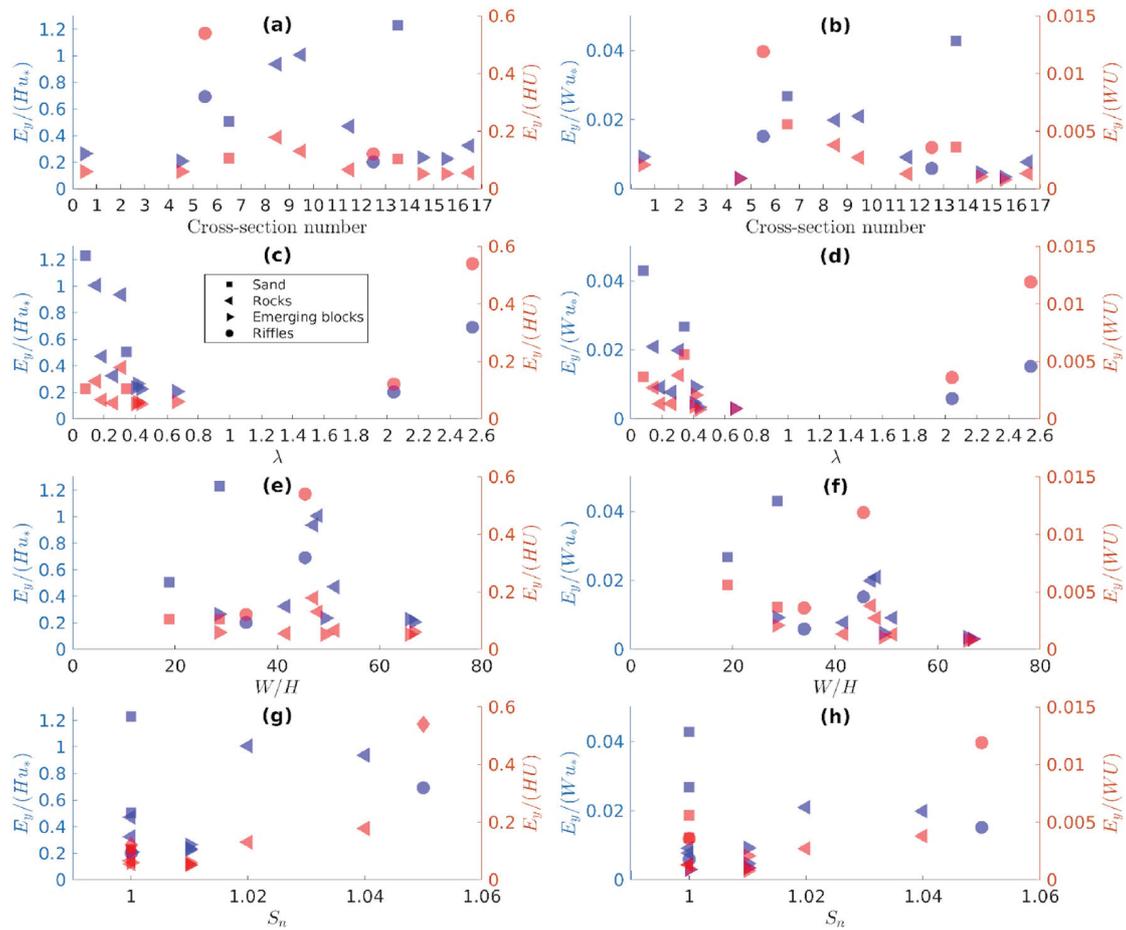
Deng et al. (2001) developed an equation for the longitudinal mixing coefficient based on Fischer et al. (1979) integral expression. This expression requires a transverse mixing coefficient, which the authors defined as the sum of two terms: a constant transverse turbulent diffusion term derived from Rutherford (1994) data collected in laboratory configurations, and a dispersion term that Smeithlov (1990) derived from river measurements in meandering channels:  $E_y / (Hu_*) = 0.145 + (1 / 3520)(U / u_*)(W / H)^{1.38}$ .

Jeon et al. (2007) derived an equation for natural streams based on three parameters (see Table 3) fitted on 16 flow configurations. An additional set of 16 cases was used to validate the proposed equation with a correlation coefficient of 78%. This equation does not differentiate the contributions of turbulent diffusion and dispersion, and considers the mixing coefficient as a product of powers of the different parameters:  $E_y / (Hu_*) = 0.0291(U / u_*)^{0.46} (W / H)^{0.3} S_n^{0.73}$ .

Aghababaei et al. (2017) proposed two equations using a multiple linear regression method and a genetic programming based symbolic regression calibrated on 181 cases. The authors argue that the latter is more accurate:  $E_y / (Hu_*) = 0.463 + 0.464^{(U/u_*)} + 8.8 \times 10^{-9} S_n^{(U/u_*)} + 0.15 S_n^{(U/u_*) + (2.3F_r S_n^2)^{-25.3}} - 0.474 S_n^{0.054} (W/H)^{-20.37}$ .

Finally, Huai et al. (2018) used a genetic programming based model to propose an equation for the transverse mixing calibrated on 39 flow cases in natural streams. Two terms in the equation reflecting turbulent diffusion and dispersion are first established from 147 laboratory data. Then coefficients are introduced to scale these two terms and fit the river cases:  $E_y / (Hu_*) = \left( 0.69(U / u_*)^{0.47} \right) / \left( 262 + (U / u_*)^2 - 31.8(U / u_*) \right) + \left( 0.12(W / H)^{1.07} (U / u_*)^{0.35} S_n^{0.395} \right) / \left( (W / H) + 0.222(U / u_*) - 1.99 \right)$ .

The values of the dimensionless transverse mixing coefficient  $E_y / (Hu_*)$  predicted by each equation (cf. columns #3 to 6 in Table 3) vary strongly from one equation to another for the hydraulic and geometric conditions faced in present experiments in the Durance River (cf. Figure 8). They also present a poor agreement with the corresponding measured values of the transverse mixing coefficient (cf. column #2 in Table 3).



**Figure 7.** Plots of the dimensionless transverse mixing coefficient: (a and b) the longitudinal set of sub-reaches, (c and d) the sub-reach averaged friction factor, (e and f) the sub-reach averaged aspect ratio, (g and h) the sub-reach averaged sinuosity; blue and red symbols refer to the left axis ( $V = u_*$ ) and the right axis ( $V = U$ ), respectively.

In particular, all equations underestimate the highest measured values ( $E_y / (Hu_*) > 0.4$ ). This analysis confirms that a major process governing the transverse mixing in piedmont rivers was omitted in the establishment of the previous predictive equations made by these authors.

Additionally, the formulations from the literature and Rutherford (1994) classification for straight channels are in agreement with the measured mixing coefficients when the flow nonuniformity factor is low. In most formulations, sinuosity is the only factor that may increase the mixing coefficient estimates, flow nonuniformity being always ignored. Since the sinuosity of the Durance River is negligible ( $S_n$  is close to 1) for the studied sub-reaches, the formulations from the literature strongly underpredict the highest observed mixing coefficients values.

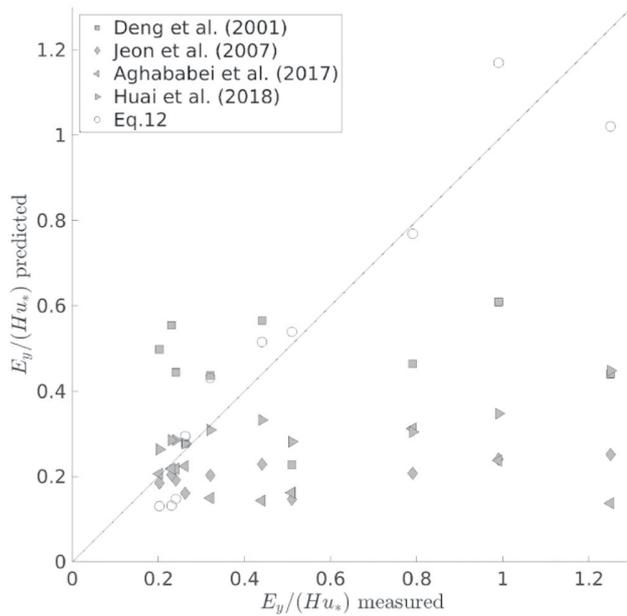
As discussed above, we hypothesize that this parameter could be the parameter  $\kappa$ , reflecting for the longitudinal nonuniformity of the flow. The relation between the measured dimensionless transverse mixing coefficients and parameter  $\kappa$  is investigated in the following.

Since intermediate cross-sections were not monitored for the sub-reaches containing a riffle (S5.5 and S12.5 could not be measured in sub-reaches S5-S6 and S12-S13), the available hydraulic data do not correctly capture the streamwise flow variations within these sub-reaches, i.e., a rapid acceleration leading to very shallow water with strong slope, then a rapid deceleration in a deep pool. In such cases, the calculated parameter  $\kappa$  is not representative of the flow nonuniformity within the sub-reach. A more accurate

**Table 3**  
Comparison of the Dimensionless Transverse Mixing Coefficient Between Results of This Study and Prediction From Literature's Equations

		Predictive equations for $E_y / (Hu_*)$				
		Deng et al. (2001)	Jeon et al. (2007)	Aghababaei et al. (2017)	Huai et al. (2018)	Equation 12
Parameters involved		$U / u^*$ $W / H$	$U / u^* \in [2;12]$ $W / H \in [10;110]$ $S_n \in [1;2.1]$	$U / u^* \in [4.5;23]$ $W / H \in [2.5;287]$ $S_n \in [1;3.3]$ $F_r \in [0.06;0.58]$	$U / u^* \in [3.7;24]$ $W / H \in [14;170]$ $S_n$	$U / u^* \in [4;13]$ $W / H \in [18;66]$ $\kappa \in [0;0.12]$
Sub-reach	Measured	Predicted				
S0-S1	0.26	0.28	0.16	0.23	0.28	0.29
S4-S5	0.2	0.5	0.19	0.21	0.26	0.13
S6-S7	0.51	0.23	0.15	0.16	0.28	0.54
S8-S9	0.79	0.46	0.21	0.31	0.31	0.77
S9-S10	0.99	0.61	0.24	0.24	0.35	1.17
S11-S12	0.44	0.57	0.23	0.14	0.33	0.52
S13-S14	1.25	0.44	0.25	0.14	0.45	1.02
S14-S15	0.24	0.45	0.19	0.22	0.29	0.15
S15-S16	0.23	0.56	0.2	0.22	0.29	0.13
S16-S17	0.32	0.44	0.2	0.15	0.31	0.43

description of the longitudinal evolution of the hydraulic parameters would be required and the analysis of these two sub-reaches is discarded.



**Figure 8.** Comparison of the values predicted by several equations (including Equation 12 of this study) for the dimensionless mixing coefficient against the measured values in the Durance River.

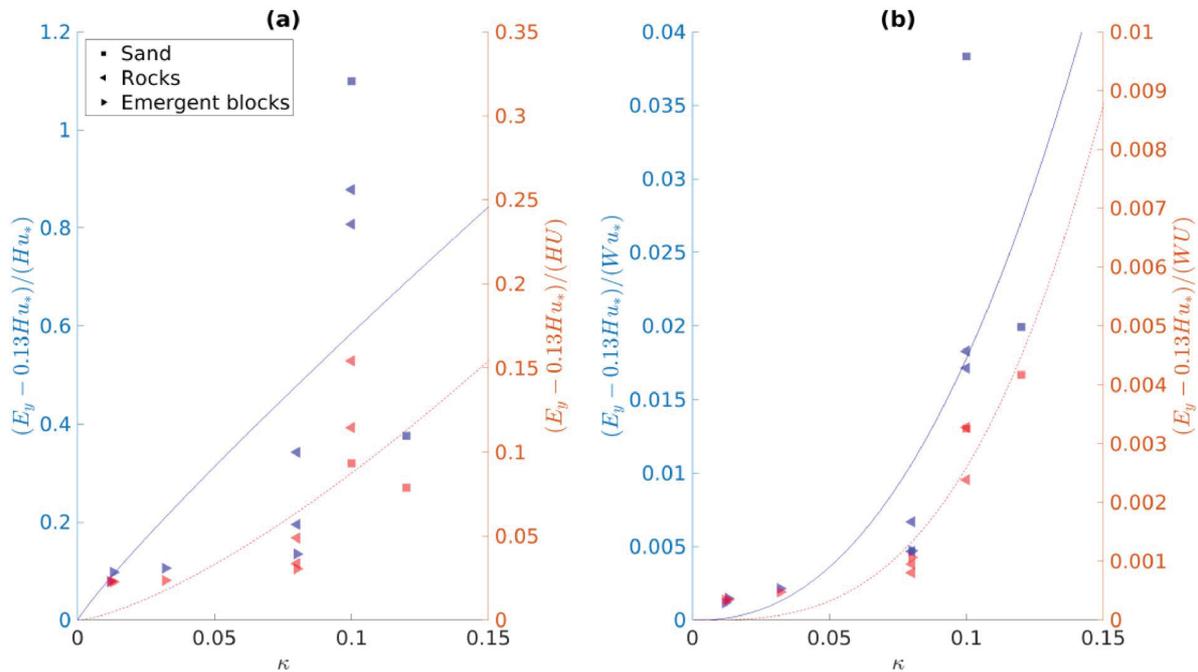
We assume that the contribution of flow nonuniformity adds to the pre-existing mixing in the corresponding uniform flow conditions. Since the friction coefficient is relatively large in each sub-reach ( $\lambda > 0.08$ , cf. Table 2), the transverse mixing coefficient in corresponding uniform flow conditions would equal  $E_y = 0.13Hu_*$ , following the analysis of Weibel and Schatzmann (1984) as discussed in the introduction section. The values of  $(E_y - 0.13Hu_*) / (LV)$  increase with the nonuniformity parameter  $\kappa$  for each selection of  $L$  and  $V$  (cf. Figure 9): the less uniform the flow is, the higher the dimensionless mixing coefficient is. This trend does not seem to depend on whether the flow accelerates, decelerates or goes through both an acceleration and a deceleration within a sub-reach. The contribution of flow nonuniformity is finally searched as a power function of  $\kappa$  as it should equal 0 when  $\kappa = 0$  (uniform flow). The power functions are fitted in Figure 9 using a least squares method, and the adjustment for each cases of  $L$  and  $V$  is given as follows:

$$\frac{E_y - 0.13Hu_*}{Hu_*} = 4.65\kappa^{0.9}, R^2 = 43\% \quad (11a)$$

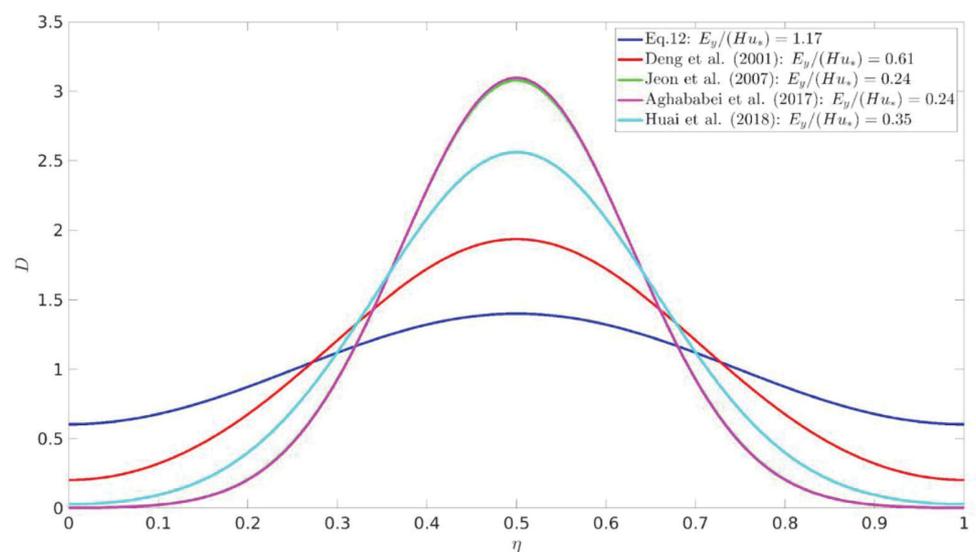
$$\frac{E_y - 0.13Hu_*}{HU} = 2.2^{1.4}, R^2 = 50\% \quad (11b)$$

$$\frac{E_y - 0.13Hu_*}{Wu_*} = 3.56\kappa^{2.3}, R^2 = 56\% \quad (11c)$$

$$\frac{E_y - 0.13Hu_*}{WU} = 2.6\kappa^3, R^2 = 90\% \quad (11d)$$



**Figure 9.** Excess dimensionless mixing coefficients  $(E_y - 0.13Hu_*) / LV$  against the flow nonuniformity factor  $\kappa$  with: (a)  $L = H, V = u_*$  or  $V = U$ , (b)  $L = W, V = u_*$  or  $V = U$  along with power function fits. Blue symbols and solid lines refer to the left axes ( $V = u_*$ ), while red symbols and dashed lines refer to the right axes ( $V = U$ ).



**Figure 10.** Dimensionless dosage profiles predicted for a hypothetical case based on the hydraulic conditions of S9-S10 sub-reach with  $\kappa = 0.1$  and at  $X = 10W$  from a point injection at the center of the flow ( $\eta = 0.5$ ). Transverse mixing coefficient values are estimated using various formulations.

The best adjustment is then obtained for  $V = U$  and  $L = W$  (cf. Figure 9b, red symbols) in Equation 11d. A general equation for the typical dimensionless transverse mixing coefficient (i.e.,  $L = H$  and  $V = u_*$ ) is thus proposed:

$$\frac{E_y}{Hu_*} = f(\lambda) + (2.6\kappa^3) \frac{W}{H} \frac{U}{u_*} \quad (12)$$

with  $f(\lambda)$  a function of the friction coefficient equal to 0.13 when  $\lambda > 0.08$ . The apparently good agreement of Equation 12 with the experimental data available on the 10 sub-reaches is shown in Figure 8 (cf. column #7 in Table 3). The regression coefficient is good ( $R^2 = 90\%$ ) but based on 10 calibration points only. This first evidence is encouraging but more measurements are required to validate the proposed equation.

## 5. Discussion

### 5.1. Why Does Mixing Efficiency Increase in a Nonuniform Flow?

The previous analysis reveals that the transverse mixing and the associated transverse mixing coefficient increases when the flow deviates from uniformity ( $\kappa > 0$ ). The contribution of the flow nonuniformity is determined with a  $\kappa$ -dependent coefficient scaling the product  $WU$  in Equation 11d. The associated contribution to the mixing is thus a large-scale process with the river width as characteristic length, and the bulk velocity as characteristic velocity, typically large-scale secondary currents. It is interesting to note that the product of the aspect ratio and friction ratio in Equation 12, which naturally arises from this analysis, is also present in other predictive equation such as Deng et al. (2001) and Jeon et al. (2007) but with different exponents (e.g.,  $(U/u_*)(W/H)^{1.38}$  for Deng et al., 2001;  $(U/u_*)^{0.46}(W/H)^{0.38}$  for Jeon et al., 2007). In the case of Jeon et al. (2007), the scaling coefficient is a function of the sinuosity.

The physical process that permits to increase the mixing efficiency as the flow becomes nonuniform appears symmetrical for both accelerating and decelerating flows. The longitudinal gradient of the bulk velocity seems to be generating the added mixing with a transverse redistribution of the mean streamwise velocities within the flow section, although it is not clear how.

First, Kironoto et al. (1995), and later Song and Chiew (2001), reported that the turbulent intensities tend to increase with increasing parameter  $\beta$  (i.e., flow deceleration). The increase of turbulent kinetic energy due to the decrease of the main flow kinetic energy could thus be an explanation of the increased mixing in decelerating flows.

Second, Yang et al. (2006), and Yang and Chow (2008) observed that the velocity dip, i.e., a minimum of the vertical profile of streamwise velocity below the free-surface, is increased in an accelerating flow. Such velocity dips are related to secondary current structures, as observed from experiments in laboratory flumes (Nezu & Nakagawa, 1984) and in natural reaches (Nezu et al., 1993). Therefore, stronger secondary currents may be the cause for the increased transverse mixing in accelerating flows.

### 5.2. Limitations of the Proposed Equation

Equation 12 is established in rough ( $\lambda > 0.08$ ), straight ( $S_n = 1$ ) river reaches. The contribution of flow nonuniformity to the mixing efficiency is added to the background mixing coefficient in uniform flow conditions, i.e.,  $E_y / (Hu_*) = 0.13$ . The uncertainty of the nonuniformity parameter  $\kappa$  will depend on the quality of the hydraulic and water surface elevation measurements as well as the delineation of the studied reach. The proposed formula was determined for values of  $\kappa$  that are quite small, i.e., from 0 to 0.12. These values are obtained from measurements generally made at three cross-sections in a sub-reach: at both ends and at an intermediate cross-section. Nonetheless, in some cases practical limitations reduced the measurements to only the cross-sections at both ends of the sub-reaches. The value of the parameter  $\kappa$  is critical for applying Equation 12; it is yet not clear whether this equation still holds using more refined measurements, i.e., more intermediate cross-sections which would result in a more accurate value of  $\kappa$ . More data are required to explore this idea.

At lower friction coefficient ( $\lambda < 0.08$ ), Webel and Schatzmann (1984) showed that the transverse mixing coefficient depends on  $\lambda$ . For a wider applicability of Equation 12, the influence of  $\lambda$ , i.e.,  $f(\lambda)$  in Equation 12, should be defined over the full range of  $\lambda$  in an improved version of Equation 12.

### 5.3. Effect of Emerging Blocks

Fischer and Hanamura (1975) reported that, the transverse mixing coefficient  $E_y / (Hu_*)$  is higher in a flow with emerging obstacles for  $\lambda < 0.3$ . Unfortunately, in present sub-reaches with emerging obstacles (i.e., S0-S1, S4-S5, S13-S14 and S14-S15) the friction factor always exceeds 0.3 (cf. Table 2), which prevents from possible comparisons with Fischer and Hanamura (1975) data. For three of sub-reaches with emerging blocks (i.e., S4-S5, S14-S15 and S15-S16) with the smallest values of  $\kappa$  (cf. Table 2 and Figure 8), the transverse mixing coefficient appears slightly underestimated by Equation 12. This may be explained by an underestimation of the nonuniformity parameters in these sub-reaches due to the difficulties of measuring the hydraulic parameters at cross-sections that would properly describe the longitudinal variations in sub-reaches containing emerging blocks.

### 5.4. Effect of the Sinuosity

Finally, the transverse mixing coefficient is expected to increase in highly sinuous rivers due to the increasing influence of the secondary currents, as described by Fischer (1969) for a single bend and by Baek et al. (2006) for successions of bends at low aspect ratio  $W / H$ . Fischer (1969) derived an equation for the dimensionless transverse mixing coefficient  $E_y / (Hu_*)$  considering the product  $(U / u_*)^2 (H / R_c)^2$ . Later, Yotsukura and Sayre (1976) and Sayre (1979) proposed that an equation with better agreement using  $(U / u_*)^2 (W / R_c)^2$ . Nevertheless, Seo et al. (2016) showed that  $E_y / (Hu_*)$  is only weakly related to the parameter  $(U / u_*) (W / R_c)$ , with an exponent of 0.35 as opposed to 2 proposed by Yotsukura and Sayre (1976) and Fischer (1969), and no clear relation is found between  $E_y / (Hu_*)$  and  $W / R_c$  alone. Thus, the contribution of the sinuosity to the transverse mixing in rivers with large aspect ratio is still unclear. Future experiments in sinuous uniform and nonuniform reaches would be useful to assess the sole impact of the river sinuosity on the transverse mixing in order to include parameter  $S_n$  in Equation 12.

### 5.5. Practical Use of the Proposed Formula

Transverse mixing coefficients in rivers with longitudinally varied morphology, i.e., with successions of riffles and pools and changes of slope and roughness, appear strongly affected by the longitudinal nonuniformity of the flow. In practice, the presence of longitudinal nonuniformity seems to increase the transverse mixing coefficient. The difference in using Equation 12 rather than the equations available in the literature (that ignore the effect of nonuniformity factor) can be illustrated through a hypothetical case based on the hydraulic conditions of sub-reach S9-S10 (cf. Table 2) with high nonuniformity factor ( $\kappa = 0.1$ ). Figure 10 shows the dimensionless dosage profiles predicted using various transverse mixing coefficient estimates. The profiles are calculated at a distance equal to 10 times the channel's width ( $X / W = 10$ ) from a point injection at the center of the flow ( $\eta = 0.5$ ). Equation 12 provides a much higher transverse mixing coefficient (cf. Table 3) due to the high value of parameter  $\kappa$  so that the resulting dosage profile would be much more flattened across the river cross-section than using the literature formulations. Consequently, the literature formulations would predict a much longer distance for complete mixing than the proposed formulation (Equation 12).

## 6. Conclusion

This experimental study involved tracing experiments performed in consecutive homogeneous sub-reaches of a 2 km-long reach of the Durance River. The chosen reach presented a substantial longitudinal variability of the morphology and flow nonuniformity. The application of the 1D streamtube diffusion model adjusted on measured dosage cross-profiles at cross-sections delineating the sub-reaches permitted to establish the longitudinal variability of the transverse mixing coefficient in the studied reach. However, the morphology

of the sub-reaches (riffle, emerging blocks, pools, and island) did not permit to explain the strong variability of measured transverse mixing coefficients, and existing formulas in the literature showed a poor capacity in predicting these coefficients.

Measurements of velocities and water depths along cross-sections, coupled with water-surface elevation measurements permitted to determine the longitudinal evolution of the hydraulic parameters, including the nonuniformity factor. The deviation from flow uniformity within the sub-reaches appears to be dominant in the tracer spreading efficiency, whether the flow is accelerated or decelerated. The inclusion of a parameter quantifying the flow nonuniformity (parameter  $\kappa$ ) in the predictive equation for the transverse mixing coefficient proved to strongly improve the agreement between the predicted and measured transverse mixing coefficients. This new equation (Equation 12) seems particularly suitable to all sub-reaches with sufficiently large aspect ratio and friction coefficient, and with complex morphological patterns and successions of accelerating and decelerating flows. Unfortunately, no comparison with the literature data could be performed due to a lack of available information on the longitudinal nonuniformity in published datasets. Future tracing experiments will thus need to register the spatial distribution of the hydraulic and geometric parameters in order to validate the established equation, identify its limitations and add the contribution of other processes to the mixing efficiency, such as the stream sinuosity, the presence of emerging blocks or a limited friction coefficient. Additionally, a study involving a 2D model of the advection-diffusion equation could determine both the transverse and longitudinal mixing coefficients and how these coefficients are affected by the longitudinal flow nonuniformity. Dedicated field experiments and data analysis are planned to explore the spatial variations of the transverse and longitudinal mixing coefficients.

## Data Availability Statement

Data are available here (<http://doi.org/10.5281/zenodo.4748631>)

## Acknowledgments

This research was supported by the Commissariat à l'Énergie Atomique et aux Énergies Alternatives (CEA) of Cadarache. The authors would like to express their gratitude to: Alexis Buffet, Mickaël Lagouy, Laura Troudet, Loïc Richard from INRAE Lyon-Grenoble and Sébastien Morilhat from the CEA, for their valuable help and know-how throughout the entire field campaign, which permitted to do an extensive work within a tight schedule.

## References

- Aberdezzak, K. E. K., Ata, R., & Zaoui, F. (2015). One-dimensional numerical modelling of solute transport in streams: The role of longitudinal dispersion coefficient. *Journal of Hydrology*, 527, 978–989. <https://doi.org/10.1016/j.jhydrol.2015.05.061>
- Aghababaei, M., Etemad-Shahidi, A., Jabbari, E., & Taghipour, M. (2017). Estimation of transverse mixing coefficient in straight and meandering streams. *Water Resources Management*, 10, 1–19. <https://doi.org/10.1017/s11269-017-1708-4>
- Baek, K. O., Seo, I. W., & Jeong, S. J. (2006). Evaluation of dispersion coefficients in meandering channels from transient tracer tests. *Journal of Hydraulic Engineering*, 132(10), 1021–1032. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9429\(2006\)132:10\(1021\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9429(2006)132:10(1021))
- Beltaos, S. (1975). Evaluation of transverse mixing coefficients from slug tests. *Journal of Hydraulic Research*, 13(4), 351–360. <https://doi.org/10.1080/00221687509499693>
- Demetropoulos, A. C., & Stefan, H. G. (1983). Transverse mixing in wide and shallow river: Case study. *Journal of Environmental Engineering*, 109(3), 685–699. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9372\(1983\)109:3\(685\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9372(1983)109:3(685))
- Deng, Z.-Q., Singh, V. P., & Bengtsson, L. (2001). Longitudinal dispersion coefficient in straight rivers. *Journal of Hydraulic Engineering*, 127(11), 919–927. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9429\(2001\)127:11\(919\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9429(2001)127:11(919))
- Elder, J. W. (1959). The dispersion of marked fluid in turbulent shear flow. *Journal of Fluid Mechanics*, 5, 544–560. <https://doi.org/10.1017/S0022112059000374>
- Fischer, H. B. (1969). The effect of bends on dispersion in streams. *Water Resources Research*, 5(2), 496–506. <https://doi.org/10.1029/WR005i002p00496>
- Fischer, H. B. (1973). Longitudinal dispersion and turbulent mixing in open-channel flow. *Annual Review of Fluid Mechanics*, 5(1), 59–78. <https://doi.org/10.1146/annurev.fl.05.010173.000423>
- Fischer, H. B., & Hanamura, T. (1975). The effect of roughness strips on transverse mixing in hydraulic models. *Water Resources Research*, 11(2), 362–364. <https://doi.org/10.1029/wr011i002p00362>
- Fischer, H. B., List, E. J., Koh, R. C. Y., Imberger, J., & Brooks, N. H. (1979). *Mixing in inland and coastal waters* (pp. 229–278). New York: Academic Press. <https://doi.org/10.1016/b978-0-08-051177-1.50011-8>
- Huai, W., Shi, H., Yang, Z., & Zeng, Y. (2018). Estimating the transverse mixing coefficient in laboratory flumes and natural rivers. *Water, Air & Soil Pollution*, 229(8), 1–17. <https://doi.org/10.1007/s11270-018-3893-z>
- Jeon, T. M., Baek, K. O., & Seo, I. W. (2007). Development of an empirical equation for the transverse dispersion coefficient in natural streams. *Environmental Fluid Mechanics*, 7(4), 317–329. <https://doi.org/10.1007/s10652-007-9027-6>
- Kironoto, B. A., Graf, W. H., & REYNOLDS (1995). Turbulence characteristics in rough uniform open-channel flow. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Water Maritime and Energy*, 106(4), 333–344. <https://doi.org/10.1680/iwtme.1994.27234>
- Nezu, I., & Nakagawa, H. (1984). Cellular secondary currents in straight conduit. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110(2), 173–193. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9429\(1984\)110:2\(173\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9429(1984)110:2(173))
- Nezu, I., Tominaga, A., & Nakagawa, H. (1993). Field measurements of secondary currents in straight rivers. *Journal of Hydraulic Engineering*, 119(5), 598–614. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9429\(1993\)119:5\(598\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9429(1993)119:5(598))
- Okoye, J. K. (1970). *Characteristics of transverse mixing in open-channel flows*. California Institute of Technology.
- Poncet, N. (2017). Qualification d'un fluorimètre pour l'amélioration de la méthode de jaugeage par dilution globale à la Rhodamine. In *Master internship report*. EDF DTG Grenoble.

- Rutherford, J. C. (1994). *River mixing*. John Wiley & Son Ltd.
- Sayre, W. W., 1979. Shore-attached thermal plumes in rivers. In: In Shen, H. W. (Ed.), (Ed) *Modelling in rivers*.(pp. 15.1–15.44). London. Wiley-Interscience.
- Sayre, W. W., Yeh, T. 1973. *Transverse mixing characteristics of the Missouri River downstream from the cooper nuclear station*, Rep. No.145, University of Iowa.
- Seo, I., Baek, K. O., & Jeon, T. M. (2006). Analysis of transverse mixing in natural streams under slug tests. *Journal of Hydraulic Research*, 44(3), 350–362. <https://doi.org/10.1080/00221686.2006.9521687>
- Seo, I. W., Choi, H. J., Kim, Y. D., & Han, E. J. (2016). Analysis of two-dimensional mixing in natural streams based on transient tracer tests. *Journal of Hydraulic Engineering*, 142(8), 04026020. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)hy.1943-7900.0001118](https://doi.org/10.1061/(asce)hy.1943-7900.0001118)
- Smeithlov, B. B. (1990). Effect of channel sinuosity on river turbulent diffusion. *Yangtze River*. (in Chinese), 21(11), 62.
- Song, T., & Chiew, Y. M. (2001). Turbulence measurement in nonuniform open-channel flow using acoustic Doppler velocimeter (ADV). *Journal of Engineering Mechanics*, 127(3), 219–232. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9399\(2001\)127:3\(219\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9399(2001)127:3(219))
- Webel, G., & Schatzmann, M. (1984). Transverse mixing in open channel flow. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110(4), 423–435. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-942910.1061/\(asce\)0733-9429\(1984\)110:4\(423\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-942910.1061/(asce)0733-9429(1984)110:4(423))
- Yang, S.-Q., & Chow, A. T. (2008). Turbulence structures in non-uniform flows. *Advances in Water Resources*, 31(10), 1344–1351. <https://doi.org/10.1016/j.advwatres.2008.06.006>
- Yang, S.-Q., Xu, W.-L., & Yu, G.-L. (2006). Velocity distribution in a gradually accelerating free surface flow. *Advances in Water Resources*, 29(12), 1969–1980. <https://doi.org/10.1016/j.advwatres.2006.02.002>
- Yotsukura, N., & Cobb, E. D. (1972). *Transverse diffusion of solutes in natural streams*. US Government Printing Office. <https://doi.org/10.3133/pp582c>
- Yotsukura, N., & Sayre, W. W. (1976). Transverse mixing in natural channels. *Water Resources Research*, 12(4), 695–704. <https://doi.org/10.1029/wr012i004p00695>

---

## Résumé

Ce travail de thèse s'inscrit dans une problématique de modélisation et gestion des rejets en rivière, et plus particulièrement sur la façon dont les rejets se mélangent au sein d'une section perpendiculaire à l'écoulement. La prédiction de ce mélange est essentielle pour estimer les niveaux de concentration à l'aval des rejets et anticiper les impacts sanitaires et environnementaux. Elle se fait habituellement à l'aide d'un modèle simplifié qui suppose un écoulement uniforme longitudinalement (vitesse et profondeur constantes le long du cours d'eau), et introduit un coefficient dit « de mélange transverse », qui quantifie l'efficacité du mélange. Les études en rivière supposent l'uniformité longitudinale de l'écoulement, et rapportent des valeurs de ce coefficient souvent bien supérieures à celles en laboratoire pour lesquelles l'uniformité longitudinale de l'écoulement est vérifiée, et ce, sans explication plausible. L'objectif de cette thèse est de vérifier si le mélange transverse en rivière est accentué par un écoulement non-uniforme (accélééré ou décélééré) souvent observé sur le terrain, et non étudié en laboratoire. Pour répondre à cet objectif, des expériences de traçages in-situ ont eu lieu dans la Durance, une rivière de piémont présentant des écoulements non-uniformes longitudinalement. Une première campagne de mesure en rivière met en évidence une augmentation du coefficient de mélange transverse avec l'augmentation du paramètre de non-uniformité longitudinale de l'écoulement, aboutissant à une loi empirique permettant de prédire et d'expliquer les fortes valeurs du coefficient en rivières. Une deuxième campagne montre ensuite la forte influence de la résolution spatiale des mesures utilisées pour moyenniser les paramètres hydrauliques du modèle simplifié, ainsi que le paramètre de non-uniformité. Enfin, une étude en conditions contrôlées de laboratoire, produisant des écoulements accélérés, confirme l'augmentation du coefficient de mélange transverse par rapport à un écoulement uniforme. Des expérimentations plus poussées restent cependant requises afin de comprendre les mécanismes associés à l'augmentation de l'efficacité du mélange en écoulement non uniforme, ainsi que pour établir une loi opérationnelle permettant de prédire le coefficient de mélange transverse dans une de rivière de piémont.

---

## Abstract

Estimating the transverse mixing in rivers is essential for a better estimation of pollutant dispersion, and the determination of concentration levels in order to anticipate sanitary risks. It is usually estimated using a simple model that supposes uniform flow conditions in the main flow direction (constant flow velocity and depth along the direction of the flow), and introduces a "transverse mixing" coefficient that quantifies transverse mixing efficiency. River studies usually assume uniformity, and report values of the coefficient much higher than in laboratory studies for which the uniformity condition is verified, without explanation. The work presented here aims at verifying if the flow longitudinal non-uniformity (accelerated or decelerated), oftenly observed in rivers and not studied in laboratory, can increase the transverse mixing. In situ tracing experiments are undertaken in the Durance river, a piedmont river that exhibits a strong longitudinally non uniform flow. A first field experiment reveals the increase of the transverse mixing coefficient as the non-uniformity parameter increases. A new equation including the flow non-uniformity parameter fits our experimental data with high accuracy, and explains the high values of the transverse mixing coefficient in rivers. A second field experiment focuses on the difficulties of properly estimating the characteristic quantities of the mean flow and its impacts on the measured value of the transverse mixing coefficient. Finally, in situ experiment in a straight laboratory channel with controlled conditions confirms the increase of the transverse mixing efficiency in an accelerated flow compared to a uniform flow. Further experimentations are required in order to understand the physical mechanism responsible for this increase in a non uniform flow, and to determine a more general empirical law for predicting the value of the transverse mixing coefficient in a river.

# Bibliographie

- Hossein Afzalimehr. Effect of non-uniformity of flow on velocity and turbulence intensities over a cobble-bed. *Hydrological Processes : An International Journal*, 24(3) :331–341, 2010.
- Hossein Afzalimehr and Colin D Rennie. Determination of bed shear stress in gravel-bed rivers using boundary-layer parameters. *Hydrological sciences journal*, 54(1) :147–159, 2009.
- Mohammad Aghababaei, Amir Etemad-Shahidi, Ebrahim Jabbari, and Milad Taghipour. Estimation of transverse mixing coefficient in straight and meandering streams. *Water Resources Management*, 31(12) :3809–3827, 2017.
- Kyong Oh Baek, Il Won Seo, and Seong Jin Jeong. Evaluation of dispersion coefficients in meandering channels from transient tracer tests. *Journal of Hydraulic Engineering*, 132(10) :1021–1032, 2006.
- S Beltaos. Evaluation of transverse mixing coefficients from slug tests. *Journal of Hydraulic Research*, 13(4) :351–360, 1975.
- Spyridon Beltaos. Transverse mixing tests in natural streams. *Journal of the Hydraulics Division*, 106(10) :1607–1625, 1980.
- Ron F Blackwelder and Leslie SG Kovasznay. Large-scale motion of a turbulent boundary layer during relaminarization. *Journal of Fluid Mechanics*, 53(1) :61–83, 1972.
- K Blanckaert. Saturation of curvature-induced secondary flow, energy losses, and turbulence in sharp open-channel bends : Laboratory experiments, analysis, and modeling. *Journal of Geophysical Research : Earth Surface*, 114(F3), 2009.
- Koen Blanckaert and Huib J De Vriend. Meander dynamics : A nonlinear model without curvature restrictions for flow in open-channel bends. *Journal of Geophysical Research : Earth Surface*, 115(F4), 2010.
- JB Boxall, I Guymer, and A Marion. Transverse mixing in sinuous natural open channel flows. *Journal of Hydraulic Research*, 41(2) :153–165, 2003.
- Benoit Camenen, Atilla Bayram, and Magnus Larson. Equivalent roughness height for plane bed under steady flow. *Journal of Hydraulic Engineering*, 132(11) :1146–1158, 2006.
- Kwok Wing Chau. Transverse mixing coefficient measurements in an open rectangular channel. *Advances in Environmental Research*, 4(4) :287–294, 2000.
- Gedeon Dagan. Dispersivity tensor for turbulent uniform channel flow. *Journal of the Hydraulics Division*, 95(5) :1699–1712, 1969.
- Guillaume Dramais, Jérôme Le Coz, Fabien Thollet, and B Camenen. Comparaisons de mesures de débit en petits cours d’eau. 2021.
- Albert Einstein. On the motion of small particles suspended in liquids at rest required by the molecular-kinetic theory of heat. *Annalen der physik*, 17(549-560) :208, 1905.

- 
- MIA El-Shewey and SG Joshi. A study of turbulence characteristics in open channel transitions as a function of froude and reynolds numbers using laser technique. *WIT Transactions on Engineering Sciences*, 9, 1970.
- JW104430 Elder. The dispersion of marked fluid in turbulent shear flow. *Journal of fluid mechanics*, 5(4) :544–560, 1959.
- JEO Engmann and Rolf Kellerhals. Transverse mixing in an ice-covered river. *Water Resources Research*, 10(4) :775–784, 1974.
- Hugo B Fischer. The effect of bends on dispersion in streams. *Water resources research*, 5(2) :496–506, 1969.
- Hugo B Fischer and Tetsuya Hanamura. The effect of roughness strips on transverse mixing in hydraulic models. *Water resources research*, 11(2) :362–364, 1975.
- Hugo Breed Fischer. *Longitudinal dispersion in laboratory and natural streams*. California Institute of Technology, 1966.
- C Gualtieri and C Mucherino. Transverse turbulent diffusion in straight rectangular channels. In *5th international symposium on environmental hydraulics (ISEH 2007), Tempe, USA, 2007*.
- Edward R Holley and Gerrit Abraham. Field tests of transverse mixing in rivers. *Journal of the Hydraulics Division*, 99(12) :2313–2331, 1973.
- Wenxin Huai, Haoran Shi, Zhonghua Yang, and Yuhong Zeng. Estimating the transverse mixing coefficient in laboratory flumes and natural rivers. *Water, Air, & Soil Pollution*, 229(8) :1–17, 2018.
- DE Hull. Dispersion and persistence of tracer in river flow measurements. *The International Journal of Applied Radiation and Isotopes*, 13(2) :63–73, 1962.
- EC Jamieson, G Post, and CD Rennie. Spatial variability of three-dimensional reynolds stresses in a developing channel bend. *Earth surface processes and Landforms*, 35(9) :1029–1043, 2010.
- Tae Myoung Jeon, Kyong Oh Baek, and Il Won Seo. Development of an empirical equation for the transverse dispersion coefficient in natural streams. *Environmental Fluid Mechanics*, 7(4) :317–329, 2007.
- BA Kironoto, Walter H Graf, and REYNOLDS. Turbulence characteristics in rough non-uniform open-channel flow. *Proceedings of the institution of civil engineers-water maritime and energy*, 112(4) :336–348, 1995.
- Mete Koken and George Constantinescu. An investigation of the flow and scour mechanisms around isolated spur dikes in a shallow open channel : 2. conditions corresponding to the final stages of the erosion and deposition process. *Water resources research*, 44(8), 2008.
- Stefano Lanzoni. Experiments on bar formation in a straight flume : 1. uniform sediment. *Water Resources Research*, 36(11) :3337–3349, 2000.
- Stefano Lanzoni. Experiments on bar formation in a straight flume : 2. graded sediment. *Water Resources Research*, 36(11) :3351–3363, 2000.
- Y Lam Lau and Bommanna G Krishnappan. Transverse dispersion in rectangular channels. *Journal of the Hydraulics Division*, 103(10) :1173–1189, 1977.
- Jérôme Le Coz, Frédérique Larrarte, Gérard Saysset, Gilles Pierrefeu, Jean-François Brochot, and Pierre Marchand. Mesures hydrologiques par profileur à effet doppler (adcp) en france :

---

application aux cours d'eau et aux réseaux urbains. *Journées de l'hydraulique*, 30(1) :1–8, 2008.

Bruce MacVicar. Secondary flows in rivers : The effect of complex geometry. *Gravel-Bed Rivers : Processes, Tools, Environments*, pages 23–30, 2012.

Bruce J MacVicar and Colin D Rennie. Flow and turbulence redistribution in a straight artificial pool. *Water resources research*, 48(2), 2012.

Arthur C Miller and Everett V Richardson. Diffusion and dispersion in open channel flow. *Journal of the Hydraulics Division*, 100(1) :159–171, 1974.

Bijan Mohammadi and Olivier Pironneau. Analysis of the k-epsilon turbulence model. 1993.

David S Mueller, Chad R Wagner, Michael S Rehmel, Kevin A Oberg, and Francois Rainville. Measuring discharge with acoustic doppler current profilers from a moving boat. Technical report, US Geological Survey, 2013.

I Nezu, H Nakagawa, and A Tominaga. Secondary currents in a straight channel flow and the relation to its aspect ratio. In *Turbulent shear flows 4*, pages 246–260. Springer, 1985.

Iehisa Nezu. Turbulent structure in open-channel flows. *English translation of the Japanese dissertation of Iehisa Nezu.*, 1977.

Iehisa Nezu and Hiroji Nakagawa. *Turbulence in open-channel flows*. Routledge, 2017.

RI Nokes and IR Wood. Vertical and lateral turbulent dispersion : some experimental results. *Journal of Fluid Mechanics*, 187 :373–394, 1988.

Josephat Kanayo Okoye. *Characteristics of transverse mixing in open-channel flows*. California Institute of Technology, 1971.

Athanasios N Papanicolaou and Robert Hildale. Turbulence characteristics in gradual channel transition. *Journal of engineering mechanics*, 128(9) :948–960, 2002.

Dan R Parsons, PR Jackson, John A Czuba, FL Engel, Bruce L Rhoads, KA Oberg, James L Best, DS Mueller, KK Johnson, and JD Riley. Velocity mapping toolbox (vmt) : A processing and visualization suite for moving-vessel adcp measurements. *Earth Surface Processes and Landforms*, 38(11) :1244–1260, 2013.

Robin G Pike, Todd E Redding, and Carl J Schwarz. Development and testing of a modified transparent velocity-head rod for stream discharge measurements. *Canadian Water Resources Journal/Revue canadienne des ressources hydriques*, 41(3) :372–384, 2016.

N. Poncet. *Qualification d'un fluorimètre pour l'amélioration de la méthode de jaugeage par dilution globale à la Rhodamine*. PhD thesis, 2017.

S Pouchoulin, J Le Coz, E Mignot, L Gond, and N Riviere. Predicting transverse mixing efficiency downstream of a river confluence. *Water Resources Research*, 56(10) :e2019WR026367, 2020.

Edmund A Prych. Effects of density differences on lateral mixing in open-channel flows. 1970.

Paweł M Rowiński and Marcin M Chrzanowski. Influence of selected fluorescent dyes on small aquatic organisms. *Acta Geophysica*, 59(1) :91–109, 2011.

J Christopher Rutherford. *River mixing*. Wiley, 1994.

---

J Christopher Rutherford, Bryan L Williams, and Ray A Hoare. Transverse mixing and surface heat exchange in the waikato river : a comparison of two models. *New Zealand Journal of Marine and Freshwater Research*, 26(3-4) :435–452, 1992.

William W Sayre and Tso-Ping Yeh. Transverse mixing characteristics of the missouri river downstream from the cooper nuclear station. Technical report, Iowa Inst. of Hydraulic Research, Iowa City (USA), 1973.

WW Sayre and FM Chang. A laboratory investigation of open-channel dispersion processes for dissolved, suspended, and floating dispersants : Us geol. *Survey Prof. Paper*, 433, 1968.

Pierre-André Schnegg. An inexpensive field fluorometer for hydrogeological tracer tests with three tracers and turbidity measurement. In *Articles of the Geomagnetism Group at the University of Neuchâtel, Groundwater and Human Development*, pages 1484–1488, 2002.

Il Won Seo, Hwang Jeong Choi, Young Do Kim, and Eun Jin Han. Analysis of two-dimensional mixing in natural streams based on transient tracer tests. *Journal of Hydraulic Engineering*, 142(8) :04016020, 2016.

Ilwon Seo, Kyong Oh Baek, and Tae Myong Jeon. Analysis of transverse mixing in natural streams under slug tests. *Journal of Hydraulic Research*, 44(3) :350–362, 2006.

PL Smart and IMS Laidlaw. An evaluation of some fluorescent dyes for water tracing. *Water resources research*, 13(1) :15–33, 1977.

KeWei Song and LiangBi Wang. Effects of longitudinal vortex interaction on periodically developed flow and heat transfer of fin-and-tube heat exchanger. *International Journal of Thermal Sciences*, 109 :206–216, 2016.

T Song and YM Chiew. Turbulence measurement in nonuniform open-channel flow using acoustic doppler velocimeter (adv). *Journal of Engineering Mechanics*, 127(3) :219–232, 2001.

Thorsten Stoesser, Nils Ruether, and Nils Reidar Boe Olsen. Calculation of primary and secondary flow and boundary shear stresses in a meandering channel. *Advances in Water Resources*, 33(2) :158–170, 2010.

Geoffrey I Taylor. Diffusion by continuous movements. *Proceedings of the london mathematical society*, 2(1) :196–212, 1922.

Geoffrey Ingram Taylor. The dispersion of matter in turbulent flow through a pipe. *Proceedings of the Royal Society of London. Series A. Mathematical and Physical Sciences*, 223(1155) :446–468, 1954.

Douglas M Thompson. Pool–riffle sequences. *Reference Module in Earth Systems and Environmental Sciences ; Elsevier : Amsterdam, The Netherlands*, 2018.

W Van Balen, Wim SJ Uijtewaai, and K Blanckaert. Large-eddy simulation of a mildly curved open-channel flow. *Journal of Fluid Mechanics*, 630 :413–442, 2009.

Gisbert Webel and Michael Schatzmann. Transverse mixing in open channel flow. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110(4) :423–435, 1984.

CR Wilke and Pin Chang. Correlation of diffusion coefficients in dilute solutions. *AICHE journal*, 1(2) :264–270, 1955.

Shu-Qing Yang and Alex T Chow. Turbulence structures in non-uniform flows. *Advances in Water resources*, 31(10) :1344–1351, 2008.

---

Shu-Qing Yang, Soon Keat Tan, and Xi-Kun Wang. Mechanism of secondary currents in open channel flows. *Journal of Geophysical Research : Earth Surface*, 117(F4), 2012.

Nobuhiro Yotsukura and ED Cobb. Transverse diffusion of solutes in natural streams, us geol. *Survey Prof. Paper*, 582, 1972.