



HAL
open science

**Modélisation tridimensionnelle des écoulements en
réseau d'assainissement : Evaluation des modèles RANS
à travers l'étude des écoulements au droit d'ouvrages
spéciaux**

Adrien Momplot

► **To cite this version:**

Adrien Momplot. Modélisation tridimensionnelle des écoulements en réseau d'assainissement : Evaluation des modèles RANS à travers l'étude des écoulements au droit d'ouvrages spéciaux. Ingénierie de l'environnement. INSA de Lyon, 2014. Français. NNT : 2014ISAL0125 . tel-02918030

HAL Id: tel-02918030

<https://theses.hal.science/tel-02918030>

Submitted on 20 Aug 2020

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.

Modélisation tridimensionnelle des écoulements en réseau d'assainissement

Evaluation des modèles RANS à travers l'étude
des écoulements au droit d'ouvrages spéciaux

Présentée devant
l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon

Pour obtenir
Le grade de Docteur

Ecole Doctorale : MEGA
Spécialité : Génie Civil

Par

Adrien Momplot

Soutenue publiquement le 12 Décembre 2014 devant la commission d'examen

Membres du Jury

Directeur	J.-L.	Bertrand-Krajewski	Professeur, INSA de Lyon
Co-directeur	G.	Lipeme Kouyi	Maitre de conférences - HDR, INSA de Lyon
Rapporteurs	D.	Dartus	Professeur INP/ENSEEIH, Toulouse
	A.	Ouahsine	Professeur, UT Compiègne
Examineur	Y.	Mélinge	Professeur, Université de Cergy-Pontoise
Président	N.	Rivière	Professeur, INSA de Lyon

Laboratoire de recherche : Laboratoire de Génie Civil et d'Ingénierie Environnementale (LGCIE) de
l'INSA de Lyon

Sigle	Ecole doctorale	Responsable
CHIMIE	CHIMIE DE LYON Sec : Renée EL MELHEM Bat Blaise Pascal 3e etage 04 72 43 80 46 INSA : R. GOURDON	Jean Marc LANCELIN Université de Lyon – Collège Doctoral Bât ESCPE 43 bd du 11 novembre 1918 69622 VILLEURBANNE Cedex Tél : 04.72.43 13 95 directeur@edchimie-lyon.fr
E.E.A.	ELECTRONIQUE, ELECTROTECHNIQUE, AUTOMATIQUE Secrétariat : M.C. HAVGOUDOUKIAN eea@ec-lyon.fr	Gérard SCORLETTI Ecole Centrale de Lyon 36 avenue Guy de Collongue 69134 ECULLY Tél : 04 72 18 60 97 Fax : 04 78 43 37 17 Gerard.scorletti@ec-lyon.fr
E2M2	EVOLUTION, ECOSYSTEME, MICROBIOLOGIE, MODELISATION Sec : Safia AIT CHALAL Bat Darwin - UCB Lyon 1 04.72.43.28.91 Safia.ait-chalal@univ-lyon1.fr INSA : H. CHARLES	Gudrun BORNETTE CNRS UMR 5023 LEHNA Université Claude Bernard Lyon 1 Bât Forel 43 bd du 11 novembre 1918 69622 VILLEURBANNE Cedex Tél : 06.07.53.89.13 e2m2@ univ-lyon1.fr
EDISS	INTERDISCIPLINAIRE SCIENCES-SANTE Sec : Safia AIT CHALAL Hôpital Louis Pradel – Bron 04 72 68 49 09 Safia.ait-chalal@univ-lyon1.fr INSA : M. LAGARDE	Emmanuelle CANET-SOULAS INSERM U1060, CarMeN lab, Univ. Lyon 1 Bâtiment IMBL 11 avenue Jean Capelle INSA de Lyon 696621 Villeurbanne Tél : 04.72.68.49.09 Fax :04 72 68 49 16 Emmanuelle.canet@univ-lyon1.fr
INFOMATHS	INFORMATIQUE ET MATHEMATIQUES Sec :Renée EL MELHEM Bat Blaise Pascal 3e etage infomaths@univ-lyon1.fr	Mme Sylvie CALABRETTO LIRIS – INSA de Lyon Bat Blaise Pascal 7 avenue Jean Capelle 69622 VILLEURBANNE Cedex Tél : 04.72. 43. 80. 46 Fax 04 72 43 16 87 Sylvie.calabretto@insa-lyon.fr

Sigle	Ecole doctorale	Responsable
Matériaux	MATERIAUX DE LYON Secrétariat : M. LABOUNE PM : 71.70 - Fax : 87.12 Bat. Saint Exupéry Ed.materiaux@insa-lyon.fr	Pr. Jean-Yves BUFFIERE INSA de Lyon Mateis Bâtiment Antoine de Saint-Exupéry 7 avenue Jean Capelle 69621 VILLEURBANNE cedex Tél : 04.72.43 71.70 Fax 04 72 43 85 28 Jean-yves.buffiere@insa-lyon.fr
MEGA	MECANIQUE, ENERGETIQUE, GENIE CIVIL, ACOUSTIQUE Secrétariat : M. LABOUNE PM : 71.70 - Fax : 87.12 Bat. Saint Exupéry mega@insa-lyon.fr	Pr. Philippe BOISSE INSA de Lyon Laboratoire LamCoS Bâtiment Jacquard 25 bis avenue Jean Capelle 69621 VILLEURBANNE Cedex Tél :04.72.43.71.70 Fax : 04 72 43 72 37 Philippe.boisse@insa-lyon.fr
ScSo	ScSo* Sec : Viviane POLSINELLI Brigitte DUBOIS viviane.polsinelli@univ-lyon2.fr INSA : J.Y. TOUSSAINT	Isabelle VON BUELTZINGLOEWEN Université Lyon 2 86 rue Pasteur 69365 LYON Cedex 07 Tél : 04.78.77.23.86 Fax : 04.37.28.04.48

Remerciements

Cette thèse est le résultat d'un investissement personnel qui a duré 3 ans. De nombreuses personnes ont contribué à ce que cette thèse aboutisse, m'ont soutenu durant ces trois ans et sans qui cette thèse ne serait pas tout à fait ce qu'elle est. Je tiens à remercier chacune de ces personnes.

Je remercie mes directeurs de thèse, Gislain Lipeme Kouyi et Jean-Luc Bertrand-Krajewski, pour m'avoir accepté comme doctorant au sein de l'équipe « eaux urbaines » du Laboratoire de Génie Civil et d'Ingénierie Environnementale, m'avoir proposé ce sujet passionnant, m'avoir guidé pendant ces trois années. Je les remercie pour leur disponibilité et leur soutien.

Je remercie Emmanuel Mignot et Nicolas Rivière, avec qui j'ai travaillé en étroite collaboration sur de nombreux aspects de recherche liés à ma thèse. Je les remercie pour nos échanges intéressants et instructifs, ainsi que pour leur disponibilité et leur réactivité sur les sujets que nous avons traités ensemble. Notre collaboration m'a permis de bénéficier de données de très bonne qualité et en grande quantité.

Je remercie les membres du jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail. En particulier, les deux rapporteurs : Denis Dartus, professeur à l'Institut national polytechnique de Toulouse et Abdellatif Ouahsine, professeur à l'UT Compiègne. Je remercie également les deux examinateurs : Yannick Mélinge, professeur à l'université de Cergy-Pontoise et Nicolas Rivière, professeur à l'INSA de Lyon.

Je remercie les membres de mon comité de thèse : Virginia Stovin (Sheffield University, UK), Nina Vosswinkel et Rainer Mohn (University of applied sciences, Munster, Allemagne) et Ian Guymer (Warwick University, Coventry, UK), qui ont suivi avec intérêt le développement de ma thèse et qui m'ont apporté des perspectives intéressantes et un recul nécessaire sur mon travail.

Je remercie tous les étudiants de PIRD (Projet d'Initiation Recherche et Développement) ou de Master qui ont contribué activement à cette thèse : Priscille Lepercq, Enric Corbella, Alejandro Claro Barreto, Pierre Guerroult, Theophile Schouller, Pedro Felipe Arboleda, Amine Nasri, Nesrine Hmedi. Je les remercie pour avoir conduit efficacement et avec intérêt certains pans de ma thèse que je leur avais confiés.

Je remercie les autres doctorants et post-doctorants du laboratoire : Carolina Gonzalez, Hexiang Yan, Céline Becouze, Mathieu Lepot, Mehdi Ahmadi et Tanguy Pouzol. Je les remercie pour la bonne ambiance au laboratoire, pour leur soutien et leur bonne humeur.

Je remercie également mes parents, ma compagne, mes amis pour me soutenir depuis plus ou moins longtemps dans ce que j'entreprends.

Enfin je remercie le Ministère de la recherche, sans lequel je n'aurais pas eu de financement pour ma thèse. Je remercie également l'OTHU (observatoire de terrain en hydrologie urbaine), pour les nombreuses données de terrain auxquelles j'ai eu accès, le Grand Lyon qui a su apprécier mon travail sur le DSM (dispositif de surveillance et de maîtrise des flux déversé au milieu naturel) et l'ANR (Agence Nationale de la Recherche) ainsi que le ministère de l'écologie pour les projets MENTOR et COACHS, qui ont donné un cadre à mes recherches.

Résumé

Le recours à la modélisation tridimensionnelle permet de comprendre les mécanismes de transport des flux d'eau au niveau des ouvrages spéciaux et singularités et ainsi améliorer ou mettre en œuvre des dispositifs de surveillance des quantités et de la qualité des flux d'eau véhiculés en réseau d'assainissement.

La modélisation à l'aide de l'approche RANS (Reynolds Averaged Navier Stokes) a été menée en trois dimensions, en considérant les régimes permanent et non permanent, dans le but de simuler les écoulements au niveau des jonctions, bifurcations et déversoirs d'orage. A travers ces trois exemples d'étude, plusieurs stratégies de modélisation (différentes combinaison lois de paroi/modèles de turbulence, différents algorithmes de couplage pression/vitesse, différents schémas de discrétisation spatiale, différentes conditions aux limites, différents types et tailles de maille, etc.) ont été testées et évaluées à l'aide de plusieurs indicateurs de performance (de type *RMS –Root Mean Square*) en s'appuyant sur les données de vitesses (vitesses moyennes in situ et champs de vitesses obtenus par PIV en laboratoire), hauteurs d'eau, débits (répartition de débits en bifurcation en laboratoire ou débits déversés *in situ*).

Les résultats obtenus sont transposables aux autres cas de singularités et ouvrages spéciaux rencontrés en réseau d'assainissement et montrent que : i) les résultats des simulations 3D sont sensibles à la rugosité, aux conditions limites de hauteur et de vitesse ; ii) dans les trois cas d'étude, les schémas de discrétisation du second ordre et l'algorithme de couplage pression/vitesse *PISO* sont appropriés ; iii) la loi de paroi *scalable* couplée aux modèles de turbulence de type *k-ε* pour le cas des jonctions (avec un débit latéral inférieur ou égal au débit principal) ou des déversoirs semblent convenir, tandis que le modèle de turbulence *RSM* associé à la loi de paroi *enhanced* ou *scalable* permet de mieux représenter les écoulements à travers les bifurcations ou au niveau des jonctions lorsque le débit latéral est dominant. Sur la base de ces résultats, une méthodologie de modélisation plus générale définie en six étapes et fondée sur le guide proposée par Jakeman *et al.* (2006) a été mise au point.

La méthodologie ainsi définie a été utilisée pour i) améliorer l'instrumentation du déversoir OTHU (Observatoire de Terrain en Hydrologie Urbaine) situé à Ecully, à partir de la simulation de sa courbe de fonctionnement et en fournissant les incertitudes sur les débits déversés obtenus ; ii) simuler l'implémentation des capteurs débitométriques à l'aval d'une jonction.

Elle a également permis de concevoir et de dimensionner un nouveau dispositif de maîtrise des flux d'eau et de polluants déversés (technologie DSM – dispositif de surveillance et de maîtrise des flux déversés au milieu naturel). Ce dispositif a fait l'objet d'un dépôt de brevet international. Enfin, la mise en œuvre de cette méthodologie a été à l'origine de la découverte d'une nouvelle structure d'écoulement dans la branche latérale d'une bifurcation à 90°. L'analyse des résultats des simulations des écoulements mettant en évidence cette nouvelle structure a montré qu'il était possible de prédire l'apparition de cette dernière à partir du rapport d'aspect et du nombre de Froude dans la canalisation amont.

Mots Clés

Analyse de sensibilité, conception des ouvrages spéciaux, dispositif de mesure, performances des modèles, stratégie de modélisation

Abstract

The understanding of sewer flows behaviour is a key component for better urban drainage monitoring and management. However, these flows are conveyed across singularities (such as bends, drops, deviations, etc.) and special structures (combined sewer overflows –CSOs–, channels junction, dividing flow structures, etc.). These singularities and specific structures exhibit complex geometries, leading to open channel turbulent, three-dimensional and multiphase (pollutants and storm and sewer waters) flows. Using three-dimensional CFD (Computational Fluid Dynamics) platform allows a better understanding of mechanisms of contaminants transport through these structures and singularities, leading to a better sewer monitoring.

In this thesis, 3D-RANS (Reynolds Averaged Navier Stokes) modelling approach under steady-state conditions is used in order to study flows within CSOs, junctions and bifurcations. Through these three structures, several modelling strategies (wall law/turbulence model combination, velocity/pressure coupling algorithm, spatial discretisation schemes, boundary conditions, computational mesh –shape and size of cells–, etc.) are tested and evaluated thanks to performance indicators (such as *RMS* –*Root Mean Square*– indicators) based on velocities (*in situ* mean velocities and PIV velocity fields obtained in laboratory), water depths and discharge (discharge repartition for bifurcation in laboratory or *in situ* overflow discharge, for CSOs).

Results deriving from these tests are transposable to other singularities or special structures encountered in sewer network and suggest that: i) simulated CFD results are sensitive to the roughness coefficient; ii) for the three studied structures, second-order discretisation schemes and *SIMPLE* or *PISO* velocity/pressure coupling algorithm are appropriate; iii) *scalable* wall function associated to the group of *k-ε* turbulence model for junction flows (with a lateral inflow lower or equal to the main inflow) or for CSOs is appropriate, whereas *RSM* turbulence model associated to *enhanced* wall function allows a better representation of bifurcation flows or junctions flows when the lateral inflow is greater than the main inflow. Based on these results and on Jakeman *et al.* (2006) guideline, a six steps-methodology focused on the using of RANS approach modelling has been proposed.

This six steps-methodology is used in order to i) enhance the monitoring of an OTHU (Observatoire de Terrain en Hydrologie Urbaine) CSO located at Ecully accounting for uncertainties on overflow discharge values ;ii) simulate the performance of flowmeters downstream of a junction, defining the best location for these sensors.

This methodology is also used to design the new overflow discharge measurement device (DSM technology – Dispositif de Surveillance et de Maîtrise des flux déversés au milieu naturel). This device is an international patent. Finally, the application of the methodology led to point out a new flow structure, occurring in the downstream lateral branch of a 90° bifurcation. The analysis of simulated results shows that this new structure can be predict by means of Froude number and aspect ratio in the upstream branch of the bifurcation.

Keywords

Model performances, modelling strategy, sensitivity analysis, structures design, monitoring device

Table des matières

Remerciements	6
Résumé.....	7
Abstract	9
Table des matières	11
Liste des Figures	16
Liste des Tableaux	19
Introduction	21
I. Contexte	21
II. Problématique et questions scientifiques soulevées.....	23
III. Objectifs	24
IV. Organisation du document.....	24
Partie 1 : Etat de l'art	26
I. Catégorisation des écoulements rencontrés en réseau d'assainissement	26
II. Description des différents types d'écoulements.....	27
1) Ecoulement permanent uniforme.....	27
2) Ecoulement permanent non uniforme.....	28
a) Ecoulement graduellement varié.....	28
b) Ecoulement brusquement varié.....	35
3) Ecoulement non permanent, non uniforme	36
III. Ouvrages spéciaux et singularités rencontrés en réseau d'assainissement	37
1) Jonctions.....	37
4) Bifurcations	40
5) Déversoirs d'orage	42
6) Coudes et déviations	44
7) Marches, chutes et rupture de pentes.....	45
8) Seuils et vannes.....	46
IV. Modélisation des écoulements à travers les ouvrages spéciaux et singularités.....	47
1) Rappel des principales approches modélisatrices	47
2) Modélisation à l'aide de la méthode RANS.....	48
a) Modèles de turbulence	49
b) Les lois de paroi.....	51

c)	Les conditions aux limites du domaine de calcul	52
d)	Schémas de discrétisation et algorithmes de couplage pression/vitesse	54
e)	Le maillage	55
f)	Facteurs de sous-relaxation	56
g)	Critères de convergence	57
V.	Conclusions	57
	Partie 2 : Données expérimentales et Méthodes	59
A.	Expérimentations et données expérimentales utilisées	59
I.	Débits et vitesses au niveau d'une jonction	59
II.	Débits et vitesses au niveau d'une bifurcation	60
III.	Sites OTHU (Observatoire de Terrain en Hydrologie Urbaine)	62
1)	Conduite de Chassieu	62
2)	Déversoir d'Ecully	62
IV.	Conclusion	63
B.	La méthode RANS	64
I.	Equations RANS	64
II.	Modèles de turbulence testés	65
1)	Modèle k- ϵ standard	65
2)	Modèle k- ϵ RNG	67
3)	Modèle k- ϵ Realizable	67
4)	Modèle k- ω standard	68
5)	Modèle k- ω SST	68
6)	Modèle RSM	69
III.	Loi de paroi	69
1)	Loi de paroi Standard	70
2)	Loi de paroi Scalable	71
3)	Loi de paroi enhanced	71
4)	Loi de paroi non-equilibrium	71
IV.	Solveur	72
V.	Discrétisation	73
1)	Méthodes des volumes finis	73
2)	Discrétisation spatiale	74
a)	First-order Upwind	74
b)	Power-Law	74

c)	Second-Order Upwind.....	74
d)	Schéma <i>QUICK</i>	75
e)	Schéma du troisième ordre : <i>MUSCL</i>	75
f)	Modified HRIC	76
VI.	Couplage Pression-Vitesse	77
1)	SIMPLE (Semi-Implicit Method for Pressure-Linked Equations)	77
2)	SIMPLEC (SIMPLE-Consistent)	78
3)	PISO (Pressure-Implicit with Splitting of Operators).....	78
C.	Méthodes d'analyse de sensibilité et évaluation des modèles.....	79
I.	Sensibilités des modèles.....	79
1)	La méthode de Monte-Carlo	79
a)	Principe.....	79
b)	Causes d'inapplicabilité.....	79
2)	Indices de Sobol.....	80
a)	Introduction.....	80
b)	Méthode de calcul des indices de Sobol	80
3)	Méthodes de screening.....	81
II.	Performances des modèles	81
1)	Introduction.....	81
2)	Indices de performance utilisés : présentation, avantages et inconvénients.....	82
D.	Etude sur les sensibilités des modèles aux différents paramètres de modélisation	84
I.	Définition de la notion de paramètre.....	84
II.	But de l'étude	84
III.	Sensibilité de la courbe de remous en 1D.....	85
IV.	Généralisation des résultats 1D aux modèles 2D et 3D.....	91
V.	Conclusion	93
Partie 3 : Mise au point d'une méthodologie d'évaluation et de validation des modèles		
RANS.....		
A.	Etude sur les performances des différentes stratégies de modélisation.....	94
I.	Introduction.....	94
II.	Démarche d'évaluation et de validation des modèles RANS	95
III.	Test et validation des indicateurs construits : cas des écoulements en jonction.....	98
B.	Application du guide au cas de la bifurcation : Intérêt de la modélisation en régime transitoire	
	109	

C.	Application du guide pour simuler des écoulements au niveau du déversoir d'Ecully.....	114
I.	Introduction.....	114
II.	Capteurs et validation des données.....	115
III.	Typologie des écoulements et stratégie de modélisation	118
IV.	Présentation des campagnes de simulation	122
V.	Résultats et discussions.....	123
1)	Partie amont.....	123
2)	Partie aval.....	127
VI.	Conclusion	127
D.	Conclusion sur la méthodologie	128
	Partie 4 : Applications de la méthodologie : instrumentation, conception d'un dispositif de mesure et description d'une nouvelle structure d'écoulement	130
A.	Simulation de l'implémentation des capteurs débitométriques à l'aval d'une jonction.....	130
I.	Contexte et rappel de l'objectif de l'étude	130
II.	Résultats et discussions.....	132
III.	Comparaison entre un capteur Doppler et la méthode des cordes.....	136
IV.	Conclusions.....	137
B.	Conception d'un dispositif de mesure : le DSM	137
I.	Contexte	137
II.	Conception du DSM.....	139
III.	Premiers résultats numériques	141
IV.	Résultats expérimentaux.....	143
1)	Réalisation d'un pilote expérimental	143
2)	Qualification des données.....	144
3)	Etablissement de la loi $Q_{DSM} = f(h_{DSM})$	146
4)	Evaluation des incertitudes	148
5)	Evaluation de la loi pour plusieurs simulations d'évènements pluvieux	149
V.	Conclusions.....	150
C.	Description de nouvelles structures d'écoulement en bifurcation.....	151
I.	Contexte	151
II.	Mise en évidence d'une nouvelle structure d'écoulement.....	152
III.	Résultats et discussions.....	153
IV.	Conclusions.....	157
	Conclusions	159

Perspectives	162
Notations	163
I. Lettres latines	163
II. Lettres grecques	165
Publications faites durant la thèse	167
Bibliographie	168
Annexes	183
A. Etude sur l'impact de la fraction volumique choisie pour représenter la surface libre	183
I. Présentation de la loi de Student	183
II. But de l'étude	183
III. Démarche d'exploitation des résultats	184
IV. Résultats	185
1) Sensibilité aux conditions initiales	186
2) Sensibilité au maillage	187
3) Sensibilité au modèle de turbulence	189
4) Sensibilité aux conditions aux limites	189
V. Conclusion	190
B. Application à l'instrumentation des trop pleins des postes de relèvement	191
I. Contexte et rappel de l'objectif de l'étude	191
II. Stratégie de modélisation	193
III. Etablissement de la loi	194
1) Canalisation de décharge de diamètre 0.4 m	194
2) Généralisation de la loi pour des canalisations de décharge de diamètres différents	197
3) Etude de l'influence d'un clapet anti-retour à l'exutoire de la canalisation de décharge	199
IV. Conclusions	201
C. Intérêt de la modélisation pour la post-observation : aide à la validation des méthodes de traçage	201
I. Contexte et rappel de l'objectif	201
II. Matériel et méthodes	202
III. Résultats et discussions	203
IV. Conclusion	206

Liste des Figures

Figure 1. Récapitulatif des différents écoulements rencontrés en réseau d'assainissement.....	26
Figure 2. Ecoulement permanent uniforme.....	28
Figure 3. Courbe de remous M1.....	30
Figure 4. Courbe de remous M2.....	30
Figure 5. Courbe de remous M3.....	30
Figure 6. Illustration des différentes courbes de remous rencontrées dans un canal à pente faible ..	31
Figure 7. Courbe de remous S1	31
Figure 8. Courbe de remous S2	32
Figure 9. Courbe de remous S3	32
Figure 10. Illustration des différentes courbes de remous rencontrées dans les canaux à pente forte	32
Figure 11. Courbe de remous H2.....	33
Figure 12. Courbe de remous H3.....	34
Figure 13. Illustration des différentes courbes de remous obtenues dans un canal à pente nulle	34
Figure 14. Courbe de remous A2.....	35
Figure 15. Courbe de remous A3.....	35
Figure 16. Illustration des courbes de remous rencontrées dans un canal à contre-pente	35
Figure 17. Typologie des différents types de ressaut.....	36
Figure 18. Illustration du phénomène d'hystérésis pour un écoulement non permanent, non uniforme.....	37
Figure 19. Descriptions des structures d'écoulement identifiées en 2D en jonction	38
Figure 20. Structure hydrodynamique d'une jonction à 90° en canaux rectangulaires	39
Figure 21. Structure hydrodynamique d'une bifurcation à 90° en canaux rectangulaires	41
Figure 22. Schéma de principe d'un déversoir d'orage.....	42
Figure 23. Exemple de géométrie de déversoir	43
Figure 24. Formes de ligne d'eau dans un déversoir latéral.	44
Figure 25. Exemple de coude à 90°	44
Figure 26. Cas d'une marche, permettant l'évaluation des lois de paroi en fonction de la longueur de rattachement L_R	45
Figure 27. Exemple de seuils	46
Figure 28. Exemple de vanne	46
Figure 29. Schéma de principe des deux façons de modéliser une loi de paroi dans l'approche RANS51	
Figure 30. Illustration du processus de convergence vers une solution finale	56
Figure 31. Schéma du dispositif expérimental.	59
Figure 32. Schéma du dispositif expérimental.	61
Figure 33. Canalisation de chassieu.	62
Figure 34. Déversoir d'Ecully.	63
Figure 35. Relation entre u^+ et y^+	70
Figure 36. Schéma de principe, pour le calcul de ϕ_e en utilisant le schéma QUICK.....	75
Figure 37. Comparaison des différents schémas de discrétisation disponible pour le calcul de la ligne d'eau en 1D dans la canalisation de Chassieu.....	86

Figure 38. Comparaison de l'influence de chaque paramètre sur la hauteur d'eau par une méthode de criblage, avec le logiciel HSL.....	90
Figure 39. Influence du débit et de la rugosité sur la hauteur d'eau dans la canalisation.	91
Figure 40. Evolution de la hauteur d'eau et de la position d'un ressaut hydraulique calculées de manière numérique dans une canalisation circulaire en fonction de la rugosité.....	92
Figure 41. Relation entre K et k_s	92
Figure 42. Méthode d'évaluation des modèles dans le domaine de l'environnement	96
Figure 43. Vue de dessus et section transversale des 9 maillages testés	99
Figure 44. Champs de vitesses horizontaux pour les élévations $z = 3$ cm (à gauche) et $z = 9$ cm (à droite) pour 5 des onze simulations effectuées avec différents maillages.....	100
Figure 45. Interface de mélange dans la jonction pour 3 maillages	101
Figure 46. Interface de mélange dans la jonction pour le maillage 9, le maillage tétraédrique et le maillage utilisant le modèle VOF.....	102
Figure 47. Maillage utilisé pour les simulations de prédiction du débit latéral en bifurcation	110
Figure 48. Comparaison des performances de différents modèles de turbulence.....	111
Figure 49. Évolution du débit simulé dans la branche latérale en utilisant un régime transitoire de simulation, ayant pour état à $t = 0s$ l'état final de la simulation en régime permanent, pour le Cas 1.	112
Figure 50. Évolution du débit simulé dans la branche latérale en utilisant un régime transitoire de simulation, ayant pour état à $t = 0s$ l'état final de la simulation en régime permanent, pour le Cas 2.	113
Figure 51. Évolution du débit simulé dans la branche latérale en utilisant un régime transitoire de simulation, ayant pour état à $t = 0s$ l'état final de la simulation en régime permanent, pour le Cas 3.	113
Figure 52. Photos de la chambre de déversement et de l'embouchure de la canalisation de déverse donnant sur le milieu naturel.....	114
Figure 53. Géométrie du déversoir d'Ecully.....	115
Figure 54. Schéma du déversoir d'orage d'Ecully indiquant la position des différents capteurs présents dans la canalisation d'entrée.....	116
Figure 55. Représentation du profil hydraulique mesuré dans la canalisation d'entrée.....	117
Figure 56. Courbe de fonctionnement du déversoir d'Ecully	118
Figure 57. Vitesse en fonction de la hauteur d'eau au cours du cycle crue-décru pour l'évènement pluvieux du 17/06/2010.....	119
Figure 58. Vitesse en fonction de la hauteur d'eau au cours du cycle crue-décru pour l'évènement pluvieux du 04/08/2010.....	119
Figure 59. Représentation graphique de la loi de Manning-Strickler.	120
Figure 60. Partie amont du déversoir d'orage d'Ecully.....	121
Figure 61. Partie aval du déversoir d'orage d'Ecully.....	122
Figure 62. Profil numérique de la hauteur d'eau dans la partie amont du déversoir d'orage d'Ecully.	123
Figure 63. Courbes de fonctionnement numérique et empirique du déversoir d'Ecully	125
Figure 64. Relations numérique et empirique reliant le débit déversé et le débit entrant, mesuré à la position H_1 , avec leurs incertitudes.....	126
Figure 65. Relations numérique et empirique reliant le débit déversé et la vitesse mesurée à la position H_1 , et les incertitudes associées.....	126

Figure 66. Relations numérique et empirique reliant le débit déversé et la hauteur d'eau mesurée à la position H_1 , et les incertitudes associées.	126
Figure 67. Profil de vitesses dans différentes sections de la canalisation de décharge.....	127
Figure 68. Profil intercepté par un capteur Doppler	131
Figure 69. Fonctionnement d'un capteur à cordes de vitesse	132
Figure 70. Profils de vitesse expérimentaux et numériques dans les sections amont de la canalisation principale.....	133
Figure 71. Profils de vitesse numériques et expérimentaux dans les sections aval de la canalisation principale.....	133
Figure 72. Evolution de l'erreur sur la vitesse moyenne commise par un profilomètre vertical situé au centre de la canalisation principale en fonction de sa position dans la canalisation.	134
Figure 73. Profil de vitesse simulé dans la section située à $x = 2B$ de la jonction pour différentes formes de section de canalisation.....	135
Figure 74. Profil de vitesse simulé dans la section située à $x = 30B$ de la jonction pour différentes formes de section de canalisation.....	135
Figure 75. Récapitulatif des différentes méthodes de mesure du débit déversé par un déversoir d'orage.	138
Figure 76. Carte des déversoirs du Grand Lyon	138
Figure 77. Principe d'insertion du DSM dans un déversoir d'orage.....	139
Figure 78. Schéma du DSM.....	140
Figure 79. Résultats de simulation : surface libre obtenue pour un débit entrant égal à 9 L.s^{-1}	142
Figure 80. Champ de vitesses horizontal numérique après les dissipateurs et vertical dans la zone de déversement	142
Figure 81. Contours numérique de l'énergie cinétique turbulente et de la contrainte turbulente près du fond	143
Figure 82. Pilote DSM, échelle 1:5 d'un ouvrage réel recevant un diamètre $\phi 1000$ en entrée.	144
Figure 83. Définition de la hauteur h_{DSM}	144
Figure 84. Illustration de la dispersion des couples (Q_{DSM}, h_{DSM})	145
Figure 85. Illustration de l'influence du sens d'évolution du débit sur les couples (Q_{DSM}, h_{DSM})	145
Figure 86. Loi reliant Q_{DSM} et h_{DSM}	146
Figure 87. Redéfinition de la hauteur h_{DSM} , afin de fiabiliser encore plus la loi.....	147
Figure 88. Nouvelle relation entre Q_{DSM} et h_{DSM} , après la redéfinition de h_{DSM}	147
Figure 89. Evolution de l'incertitude relative sur Q_{DSM} en fonction de la valeur de Q_{DSM}	149
Figure 90. Comparaison entre le débit mesuré et le débit calculé en fonction du temps pour un évènement pluvieux à double pics.....	150
Figure 91. Comparaison entre la nouvelle recirculation et une recirculation classique.....	151
Figure 92. Ligne de courant dans la nouvelle recirculation et dans une recirculation classique.....	152
Figure 93. Expérience de l'injection de gouache dans le canal amont	154
Figure 94. Mise en évidence de deux types de recirculations différents.....	155
Figure 95. Equilibre des forces dans la branche latérale de la bifurcation	156
Figure 96. Répartition des types de recirculations en fonction des conditions hydrauliques dans le canal amont.....	157
Figure 99. Schéma de principe d'un poste de relèvement	191

Liste des Tableaux

Tableau 1. Typologie des canaux selon leur pente, par rapport à la pente critique.....	29
Tableau 2. Récapitulatif des cas menés expérimentalement choisis pour l'étude numérique	60
Tableau 3. Tableau récapitulatif des cas de bifurcations menés expérimentalement choisis pour l'étude numérique.....	61
Tableau 4. Valeurs des coefficients pour FLUENT.....	66
Tableau 5. Constantes utilisées par le modèle $k-\varepsilon$ RNG.....	67
Tableau 6. Constantes utilisées dans le modèle $k-\omega$ standard.	68
Tableau 7. Constantes du modèle $k-\omega$ SST.....	69
Tableau 8. Valeur moyenne enregistrée par les capteurs pour les variables hauteur, vitesse, surface mouillée et débit pour les écoulements du 1 ^{er} mars 2009 et du 9 octobre 2011.....	86
Tableau 9. Intervalle de variation et répartition de chaque variable d'entrée, pour le cas du 1 ^{er} mars 2009.....	87
Tableau 10. Intervalle de variation et répartition de chaque variable d'entrée pour le cas du 9 octobre 2011.....	87
Tableau 11. Indices totaux et de 1 ^{er} ordre de Sobol pour chaque variable d'entrée, pour les différentes variables de sortie dans le cas du 1 ^{er} mars 2009.....	88
Tableau 12. Indices totaux de Sobol pour chaque variable d'entrée, pour les différentes variables de sortie dans le cas du 9 octobre 2011.....	88
Tableau 13. Longueur de recirculation normalisée L/b , pour quelques maillages, à deux élévations.	102
Tableau 14. Largeur de recirculation normalisée B/b , pour quelques maillages à deux élévations. ...	102
Tableau 15. Indices de performances pour les différentes combinaisons de modèles de turbulence et lois de paroi, en ce qui concerne la représentation des champs de vitesse horizontaux pour l'élévation $z = 3$ cm, pour le Cas 1.	104
Tableau 16. Indices de performances pour les différentes combinaisons de modèle de turbulence et loi de paroi, en ce qui concerne la représentation des champs de vitesse horizontaux pour l'élévation $z = 3$ cm, pour le Cas 2.....	105
Tableau 17. Indices de performances pour les différentes combinaisons de modèle de turbulence et loi de paroi, en ce qui concerne la représentation des champs de vitesse horizontaux pour l'élévation $z = 3$ cm, pour le Cas 3.....	106
Tableau 18. Indicateur de performance pour le schéma de discrétisation spatial du terme de pression	107
Tableau 19. Description des cas étudiés pour la bifurcation et débit dans la canalisation latérale associé.....	109
Tableau 20. Débits latéraux simulés et comparés aux mesures (pourcentage de différence avec la mesure entre parenthèse). Le pourcentage de la seconde ligne correspond à ce que représente la différence débit entrant moins débit sortant par rapport au débit entrant. C'est un indicateur de la convergence du calcul.....	111
Tableau 21. Caractéristiques du bassin versant du déversoir d'Ecully.	114
Tableau 22. Campagne de simulation pour la partie amont du déversoir d'orage d'Ecully.....	122
Tableau 23. Comparaison entre résultats de simulation et données obtenues <i>in situ</i>	124

Tableau 24. Pourcentage d'erreur sur la valeur de la vitesse moyenne vraie pour 4 capteurs situés à $x = 8B$ à l'aval de la jonction.....	136
Tableau 25. Description des deux écoulements utilisés pour identifier expérimentalement la nouvelle recirculation. L'écoulement F1 donne la nouvelle recirculation, l'écoulement F2 donne une recirculation classique.....	152
Tableau 26. Description des 16 cas de la campagne de simulation.....	153
Tableau 27. Récapitulatif des lois de seuil existantes, de leur domaine d'application et des variables qu'elles nécessitent.....	192
Tableau 28. Conditions aux limites pour la modélisation du collecteur du Quai des Etroits.	203
Tableau 29. Comparaison des données de traçage avec les résultats de simulation. Les nombres entre parenthèse représentent les incertitudes standards. Il est à noter que la vitesse moyenne numérique vraie a été vérifiée pour chaque cas, et qu'elle est très proche de la vitesse moyenne obtenue par traçage.....	205

Introduction

I. Contexte

Le réseau d'assainissement s'est développé très largement en France et en Europe en général vers la fin du XIX^{ème} siècle, afin de faire face aux problèmes sanitaires que pouvait poser l'eau dans les villes (Chocat, 1997 ; Thual, 2011). Une analogie avec le corps humain peut être faite: le sang circule dans le corps et un membre où le sang stagne est un membre mort (Chocat, 1997 ; Narcy, 2004). De la même manière, on peut considérer que l'eau est le « sang » de la ville (considérée comme étant le corps) et doit circuler au sein de cette dernière ou en périphérie. En considérant toujours cette analogie, il a été choisi d'enterrer le réseau d'assainissement et d'imperméabiliser les surfaces au sol de la ville afin d'éviter la stagnation de l'eau et de protéger les citoyens contre les miasmes, porteurs présumés des maladies de l'époque qui étaient censées émaner des eaux stagnantes. C'est le tout-à-l'égout. Cette théorie du tout-à-l'égout a été suivie scrupuleusement pour le développement des villes d'Europe, sous lesquelles se trouvent désormais des milliers de kilomètres d'un réseau complexe, exhibant de nombreuses singularités et ouvrages spéciaux (coude, confluence, défluence, chute, etc.) et dont le fonctionnement reste encore méconnu (Chocat 1997, Narcy 2004, Thual 2011). L'évolution des connaissances en matière d'impacts environnementaux liés aux activités de l'homme a progressivement réorienté le but du réseau d'assainissement : au départ, il servait à acheminer l'eau hors de la ville, le plus vite possible ; désormais il sert à acheminer les eaux polluées vers les stations d'épuration (STEP) ou directement vers le milieu naturel, à travers les réseaux d'assainissement unitaires ou séparatifs. Le réseau unitaire recueille à la fois les eaux de pluies et les eaux usées domestiques. Le réseau séparatif reçoit uniquement soit les eaux pluviales (on parle de réseau séparatif eaux pluviales) soit les eaux usées domestiques (réseau séparatif eaux usées). Concernant les réseaux séparatifs, généralement les eaux de pluie sont directement rejetées au milieu naturel et les eaux usées sont acheminées à la STEP. Les réseaux unitaires représentent un linéaire de 97 000 km (Chaussénéry et Grégoire, 2011) et les réseaux séparatifs représentent un linéaire de 297 000 km (dont le tiers représente le linéaire acheminant les eaux pluviales – Chaussénéry et Grégoire, 2011). Concernant les réseaux unitaires, en cas de forts orages, les STEP reçoivent d'énormes quantités d'eaux qu'elles ne peuvent traiter correctement. Deux solutions sont alors envisageables. La première, plus coûteuse et plus difficilement applicable à un réseau existant, est la déconnexion des eaux pluviales de façon à ce que la STEP ne reçoive que les eaux usées domestiques. La deuxième fait appel aux déversoirs d'orage, qui vont déversés vers le milieu naturel le trop plein d'eau que la STEP ne pourra traiter directement. Dans tous les cas (déconnexion des eaux pluviales ou mise en place d'un réseau séparatif eaux pluviales ou rejets d'eaux non traitées à travers les déversoirs d'orage), ce mode de gestion des eaux urbaines (eaux usées domestiques et eaux unitaires) et pluviales (eaux de ruissellement pluvial strict) produit des rejets dont les quantités et la qualité ne sont pas maîtrisées et font l'objet d'une surveillance accrue.

En effet, la directive cadre européenne sur l'eau du 23 octobre 2000 (voir EC, 2000 et <http://www.developpement-durable.gouv.fr/Directive-cadre-EAU.html>) impose l'atteinte du bon état écologique et chimique des masses d'eau d'ici à 2015. Cette contrainte réglementaire ne peut être satisfaite sans la maîtrise des rejets des réseaux d'assainissement. La mise en place de l'auto-surveillance permet de déployer des systèmes métrologiques dans le but de surveiller les quantités

INTRODUCTION

et la qualité de ces rejets, en particulier ceux des déversoirs d'orage. En effet, ces rejets sont en grande partie responsables de la dégradation des milieux aquatiques (Azzout 1994, Thual 2011). Cependant, la mesure des débits et des flux polluants posent problème car les écoulements au droit des déversoirs sont tridimensionnels, turbulents, instationnaires, à surface libre, avec une forme de la surface libre tridimensionnelle et très variable le long de la crête déversante. Ce type d'écoulement est également observé au niveau d'autres ouvrages spéciaux (jonctions, canalisations à banquettes, bifurcations, etc.) et singularités (coudes, chutes, déviations, etc.) souvent présents en réseau d'assainissement (Hager, 1987 ; Weber *et al.*, 2001 ; Lipeme Kouyi, 2004 ; Hager, 2010). Cette structure tridimensionnelle influence fortement le transport, la dispersion et le mélange de polluants et contaminants, dissous et particulaires.

Quel que soit le tronçon du réseau d'assainissement que l'on souhaite instrumenter, le problème est souvent lié à la maîtrise des écoulements et des conditions limites qui peuvent perturber son instrumentation : comment obtenir des mesures fiables de la grandeur que l'on veut contrôler (généralement un débit) ? On se propose donc de faire appel à la modélisation de ces ouvrages spéciaux pour mieux comprendre leur fonctionnement hydraulique et mieux les instrumenter ou prendre en compte la question de la simplification de la mesure et de l'exploitation dès leur conception.

Plusieurs approches modélisatrices ont été développées pour tenter de reproduire les écoulements à travers ces ouvrages spéciaux. Par exemple, pour les déversoirs d'orage, Ackers (1957), El Kashab 1975, Hager (1987), Buyer (2002), Lipeme Kouyi (2004), Vazquez *et al.* (2005) se sont intéressés à la compréhension de leur fonctionnement. Les premiers travaux portent sur le débit déversé par un déversoir frontal en s'appuyant sur des lois empiriques. Par la suite, des lois pour des déversoirs latéraux ont été proposées. El Kashab (1975) a été le premier à proposer un raisonnement à énergie spécifique constante pour modéliser les déversoirs d'orage. Ses travaux ont ensuite été repris et améliorés (voir par exemple Hager, 1987 ; Rammamurthy *et al.*, 1992). De même, pour les jonctions, plusieurs modèles 1D ou 2D ont été développés pour comprendre leur fonctionnement. Taylor (1944) a été le premier à appliquer un modèle analytique 1D à un écoulement en jonction, modèle qui était capable de prédire la hauteur d'eau à l'entrée de la jonction dans le canal amont. Weber et Greated (1966) ont établi une relation théorique entre la hauteur d'eau à l'amont et la hauteur d'eau à l'aval. Modi *et al.* (1981) ont déterminé théoriquement la taille de la zone de séparation et la localisation du point de stagnation. Cependant, Rammamurthy *et al.* (1987) estiment que les deux études précédentes ne sont pas toujours en accord avec la réalité, car elles sont strictement 2D. Comparés aux données expérimentales de Best et Reid (1984), les résultats obtenus par Modi *et al.* (1981) indiquent une surestimation de la zone de séparation et ils ne permettent pas de décrire cette zone en fonction de la variation de la hauteur.

Les modèles développés pour comprendre les écoulements en réseau d'assainissement ont souvent été 1D ou 2D. On constate qu'ils sont pertinents dans le cas de canaux droits mais sont difficilement généralisables pour tous les ouvrages spéciaux présentés ci-avant. Depuis les années 90, les modèles 3D ont connu un développement important et permettent de comprendre le comportement hydrodynamique des ouvrages spéciaux (Stovin, 1996 ; Lipeme Kouyi, 2004 ; Bonakdari, 2006 ; Dufresne, 2008 ; Bennett, 2012 ; Isel *et al.*, 2013 ; Isel, 2014) et ce, grâce à la puissance de calcul toujours grandissante des ordinateurs. Cependant, l'évaluation de ces modèles (en termes de performances ou de sensibilité aux paramètres) n'a pas toujours fait l'objet d'études approfondies.

On s'intéresse plus particulièrement aux modèles utilisant les équations RANS (Reynolds-Averaged Navier Stokes), très largement utilisées et qui sont à la base du développement de nombreux codes de calcul commerciaux (FLUENT, CFX, FLOW 3D, STAR CCM +, STAR CD, etc., voir <http://www.cfd-online.com/Wiki/Codes>).

II. Problématique et questions scientifiques soulevées

L'influence de différents paramètres (tels que le maillage, les conditions limites, les conditions initiales, la géométrie –diamètre, pente, rugosité, etc.) sur la qualité des solutions numériques est mal connue ainsi que la performance des différents modèles ou options numériques utilisables à travers la méthode RANS (par exemple le modèle de turbulence, la loi de paroi, le schéma de discrétisation numérique, l'algorithme de couplage pression-vitesse, etc.). Le manque de connaissance vis-à-vis des incertitudes et des sensibilités de l'approche RANS à différents paramètres et aux choix de stratégies de modélisation (*i.e.* l'ensemble des choix parmi les différentes options de modélisation proposées) que cette méthode propose soulèvent diverses questions :

- Quels sont les paramètres (hydrauliques/géométriques) prépondérants à prendre en compte pour une modélisation de qualité ?
- Avec quelle précision faut-il connaître ces paramètres (diamètre, pente, conditions amont/aval en termes de hauteurs, rugosité, etc.) ?
- Quelle stratégie de modélisation (ensemble d'ingrédients numériques permettant d'obtenir une solution robuste et réaliste) utiliser, en fonction du degré de complexité des conditions hydrauliques et des phénomènes qu'on souhaite reproduire ?
- Quelle influence ont les options de modélisation (schémas de discrétisation, algorithme de couplage pression-vitesse, etc.) sur les résultats ?
- Comment quantifier les performances des stratégies de modélisation étudiées ?
- Quelles configurations hydrauliques (typologies d'écoulement à étudier, vu que l'on ne peut pas simuler toutes les situations rencontrées en réseau d'assainissement) et quelles données expérimentales représentatives utiliser pour bien cerner le comportement hydrodynamique des ouvrages spéciaux des réseaux d'assainissement ?

Toutes ces questions font référence à la même problématique, à savoir : comment fiabiliser l'utilisation de la méthode RANS et quel sens donner à ses résultats pour l'étude du fonctionnement du réseau d'assainissement, en particulier au passage et au voisinage de singularités et ouvrages spéciaux. Le but est de contribuer à la validation de la méthode RANS afin de l'exploiter pour l'instrumentation des ouvrages spéciaux existants dans le réseau (pour répondre à des besoins de gestionnaire du réseau, répondre aux contraintes imposées par la réglementation) et pour leur conception afin que ces derniers puissent prendre en compte la question de leur instrumentation en plus de leur bon fonctionnement dès cette phase de conception (par exemple, un déversoir d'orage doit être conçu pour déverser le trop plein d'eau ne pouvant être accepté à la STEP **et** pour simplifier la mesure du débit et des concentrations en polluants déversés vers le milieu naturel).

III. Objectifs

En partant de la problématique, on peut dégager trois grands axes de recherche fondés sur l'utilisation de la méthode RANS en 3D appliquée au réseau d'assainissement :

- ❑ Comprendre le fonctionnement des ouvrages spéciaux présents en réseau d'assainissement grâce à la simulation 3D des écoulements qu'ils induisent
- ❑ Exploiter les résultats des simulations pour optimiser la gestion de ces ouvrages spéciaux, notamment en fiabilisant leur auto-surveillance
- ❑ Améliorer les connaissances sur le fonctionnement hydraulique du réseau d'assainissement dans le but de maîtriser la répartition des flux d'eau et polluants en son sein

Pour ce faire, il est primordial de valider la méthode RANS, en particulier son application à l'étude en 3D des écoulements en réseau d'assainissement. La démarche de validation, plutôt originale, repose sur une méthodologie dont les principales étapes sont rappelées ci-dessous :

- ❑ Identifier les principaux paramètres hydrauliques et géométriques à prendre en compte dans la méthode RANS et analyser les sensibilités des différentes solutions numériques à ces paramètres (pente, diamètre, rugosité, conditions limites : débits/hauteurs, etc.)
- ❑ Définir des indicateurs de performance permettant de juger de la pertinence des stratégies de modélisation testées et ainsi mesurer l'aptitude de chaque stratégie à représenter de façon réaliste les écoulements étudiés
- ❑ Vérifier les solutions numériques obtenues à l'aide des stratégies de modélisation sélectionnées par rapport à des données de laboratoire grâce aux indicateurs de performances définis dans ce but
- ❑ Pouvoir définir les limites de validité des modèles et généraliser les résultats obtenus en considérant la modélisation 3D à l'aide de l'approche RANS comme étant un outil de qualification ou d'aide à l'instrumentation des sites ou de conception d'ouvrages intégrés (*i.e.* ouvrages dont la conception permet de prendre en compte toutes les problématiques liées à leur exploitation future, leur fonctionnement hydraulique, leur instrumentation – en particulier l'optimisation de l'emplacement des capteurs et la prise en compte des incertitudes de mesure, leur maintenance/suivi, etc.)

Les résultats obtenus dans le cadre de cette thèse alimenteront les livrables et publications produits dans le cadre des projets nationaux COACHS (Conception et qualification des sites de mesure de débit en réseau d'assainissement – projet financé par le ministère de l'environnement) et ANR Mentor (développement d'outils opérationnels pour la mise en place d'une instrumentation intégrée en réseau d'assainissement – projet financé par l'agence nationale de la recherche).

IV. Organisation du document

Ce document s'articule autour de quatre parties. Une première partie s'attachera à établir l'état de l'art nécessaire à ce travail en dressant un bilan des écoulements qu'il est possible de rencontrer en réseau d'assainissement, en décrivant les ouvrages spéciaux présents en réseau d'assainissement

INTRODUCTION

ainsi que les études dont ces ouvrages ont déjà fait l'objet, en détaillant les différentes stratégies de modélisations 3D qui existent à l'heure actuelle. Une seconde partie décrira l'ensemble du matériel et des méthodes utilisées, avec la présentation des différents dispositifs expérimentaux utilisés au cours de la thèse (dispositifs de laboratoire ou de terrain) et une description des équations à la base de la méthode RANS, ainsi que l'étude de sensibilité des modèles hydrauliques 3D et l'établissement des indicateurs de performance que nous avons choisis pour évaluer les modèles. La troisième partie présentera les méthodologies de modélisation des ouvrages spéciaux (jonctions, bifurcations et déversoir d'orage *in situ*) et d'évaluation des modèles utilisés. La quatrième et dernière partie montrera l'intérêt de la méthodologie pour la conception d'un dispositif de mesure, pour la comparaison de technologies de mesure débitométrique à l'aval d'une jonction et pour l'identification et la prédiction d'une nouvelle structure d'écoulement en bifurcation. À la suite de ces quatre parties se trouve la conclusion et les perspectives du travail présenté dans ce mémoire.

Partie 1 : Etat de l'art

I. Catégorisation des écoulements rencontrés en réseau d'assainissement

On peut séparer les types d'écoulement rencontrés en réseau d'assainissement en deux grandes familles : les écoulements en charge et les écoulements à surface libre. Parmi les écoulements à surface libre, on peut distinguer ceux en régime fluvial (les conditions hydrauliques à l'aval pilotent l'écoulement) ou en régime torrentiel (les conditions hydrauliques amont pilotent l'écoulement). On distingue également les écoulements en régime permanent ou stationnaire et en régime non permanent ou instationnaire. Les écoulements stationnaires peuvent être uniformes ou non uniforme, les écoulements instationnaires sont nécessairement non uniformes. Les écoulements non uniformes sont graduellement ou rapidement variés. Nous nous intéressons dans le cadre de cette thèse aux écoulements à surface libre. La Figure 1 résume cet inventaire des écoulements que l'on peut croiser en réseaux d'assainissement.

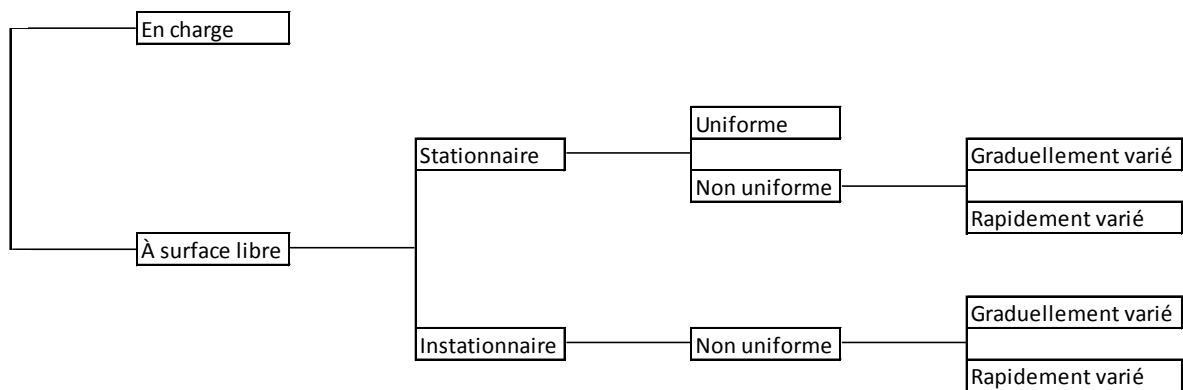


Figure 1. Récapitulatif des différents écoulements rencontrés en réseau d'assainissement

On fait la distinction entre un écoulement en régime fluvial et un écoulement en régime torrentiel grâce au nombre de Froude, calculé à partir de l'Équation 1.

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{gD_h}}$$

Équation 1

Et

$$D_h = \frac{A}{B}$$

Équation 2

Avec :

- Fr , le nombre de Froude
- U , la vitesse moyenne de l'écoulement
- g , la constante universelle de gravitation, égale à 9.81 m.s^{-2}
- D_h , le diamètre hydraulique
- A , la surface mouillée
- B , la largeur au miroir

Lorsque le nombre de Froude est inférieur à 1, on est alors en régime fluvial et la hauteur d'eau dans la conduite sera supérieure à la hauteur critique. Lorsque le nombre de Froude est supérieur à 1, on parle de régime torrentiel et la hauteur dans la conduite sera inférieure à la hauteur critique. Si le nombre de Froude est égal à 1, la hauteur d'eau est égale à la hauteur critique et il s'agit du régime critique. Ce dernier cas est rare sur le terrain, et peut être observé en conditions de laboratoire, où tous les paramètres déterminants sont maîtrisés, à l'exception des écoulements au travers de certains seuils, conçus pour que l'écoulement passe par le régime critique.

En réseau d'assainissement, il est possible d'observer aussi bien des écoulements fluviaux que torrentiels. C'est pourquoi il faudra étudier l'influence éventuelle que ces deux configurations peuvent avoir sur les performances ou les sensibilités des modèles étudiés.

La deuxième distinction que l'on fait pour les écoulements est la distinction entre écoulement laminaire et turbulent, distinction qui se fait par le calcul du nombre de Reynolds (Équation 3) :

$$Re = \frac{UD_h}{\nu}$$

Équation 3

Avec :

- Re , nombre de Reynolds
- U , vitesse moyenne de l'écoulement
- D_h , diamètre ou profondeur hydraulique de l'écoulement
- ν , viscosité cinématique du fluide

Pour les écoulements en réseau d'assainissement, en considérant $D_h = 4R_h$ (R_h : le rayon hydraulique), si $1 < Re < 2000$, le régime d'écoulement est laminaire. Les forces de frottement liées à la viscosité du fluide sont prépondérantes par rapport aux forces inertielles liées à la vitesse. Pour $2000 < Re < 3000$, le régime d'écoulement est dit transitoire. Les forces inertielles liées à la vitesse et les forces de frottement liées à la viscosité du fluide se compensent. Pour $Re > 3000$, le régime devient turbulent, où les forces inertielles deviennent prépondérantes.

Dans le cas d'écoulement en réseau d'assainissement, des écoulements en charge ou à surface libre sont observables et il est possible d'observer des écoulements laminaires (plus rare) ou turbulent (majorité des cas).

II. Description des différents types d'écoulements

1) Ecoulement permanent uniforme

Dans le cas d'un régime permanent uniforme, les paramètres hydrauliques sont constants : la vitesse moyenne, le tirant d'eau et donc le débit reste invariable, dans le temps et l'espace. La hauteur d'eau qui s'établit dans le canal est appelée hauteur normale. Elle se calcule à l'aide de la formule de Manning-Strickler (Équation 4).

$$U = K_S R_h^{2/3} I^{1/2}$$

Équation 4

Avec :

- U , la vitesse moyenne, égale au débit divisée par la section mouillée

- K_S , le coefficient de Manning-Strickler, qui donne un état de rugosité pour les parois du canal
- R_h , le rayon hydraulique, égal au diamètre hydraulique divisé par 4
- I , la pente du fond du canal (assimilable à la pente de la ligne d'énergie en régime permanent et uniforme)

Les pentes de la ligne d'énergie, de la surface libre et du fond du canal sont parallèles (voir Figure 2).

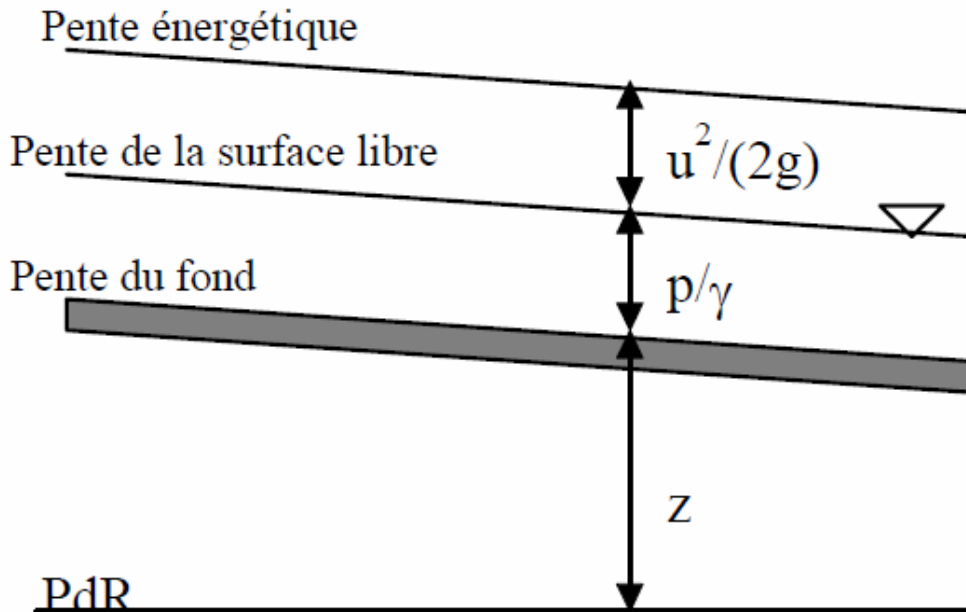


Figure 2. Ecoulement permanent uniforme (Vazquez, 2006)

- Avec :
- u , la vitesse moyenne
 - g , l'accélération de la gravité terrestre
 - p , la pression
 - PdR , le plan de référence
 - ρ , la masse volumique de l'eau ($= 1000 \text{ kg.m}^{-3}$)
 - γ , le poids volumique de l'eau, égal à $\rho.g$
 - z , la cote par rapport à l'altitude de référence.

C'est un cas qu'il est possible de rencontrer en réseau d'assainissement mais qui ne présente aucun intérêt pour une étude des écoulements en 3D puisque les modèles 1D ou 2D permettent de le représenter parfaitement.

2) Ecoulement permanent non uniforme

On distingue ici les écoulements graduellement variés et les écoulements brusquement variés.

a) Ecoulement graduellement varié

Dans ce genre d'écoulement, on peut observer une courbure progressive de la ligne d'eau, de plusieurs manières possibles. La ligne d'eau peut se « courber » de différentes façons, on parle alors de courbes de remous. L'apparition d'un type de courbe de remous dépend de deux choses essentiellement : la pente du canal par rapport à la pente critique de l'écoulement et la hauteur

d'eau au niveau des points de contrôle du canal (extrémités du canal, influencées ou non par une singularité du canal, etc.) par rapport aux hauteurs critique et normale.

On calcule la hauteur critique h_c pour un débit donné à partir de l'expression du nombre de Froude, que l'on sait égal à 1 en régime critique.

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{gD_{h_c}}} = 1$$

Équation 5

$$D_{h_c} = f(h_c)$$

Équation 6

La relation liant D_{h_c} et h_c va dépendre de la géométrie de la section. Ces relations sont bien détaillées par Graf (2000).

La pente critique I_c , pour un débit donné, est la pente à laquelle ce débit s'écoule en régime critique. On peut l'obtenir à partir de l'équation de Manning-Strickler (voir l'Équation 4), dans laquelle on remplace dans l'expression de R_h la hauteur par la hauteur critique.

Selon la valeur de la pente I par rapport à la pente critique I_c , on saura dans quel type de canal on se trouve : canal à pente faible, forte, critique, nulle ou à contre-pente (voir le **Tableau 1**).

Tableau 1. Typologie des canaux selon leur pente, par rapport à la pente critique.

	$I > I_c$	Canal à pente forte
$I > 0$	$I = I_c$	Canal à pente critique
	$I < I_c$	Canal à pente faible
$I = 0$	-	Canal à pente nulle
$I < 0$	-	Canal à contre-pente

Selon le type de pente (faible, forte, nulle, critique, contre-pente), la position de la hauteur d'eau au niveau des points de contrôle dans le canal, va définir le type de courbe de remous que la surface libre va suivre.

Canaux à pente faible ($I < I_c \Leftrightarrow h_n > h_c$)

C'est un genre de canal que l'on rencontre en réseau d'assainissement et que l'on doit pouvoir modéliser.

Trois courbes de remous sont susceptibles d'apparaître en réseau d'assainissement, selon la position de la hauteur d'eau aux points de contrôle dans le canal par rapport aux hauteurs critique et normale.

La première est la courbe de remous de type M1, obtenue quand $h > h_n > h_c$, illustrée sur la Figure 3.

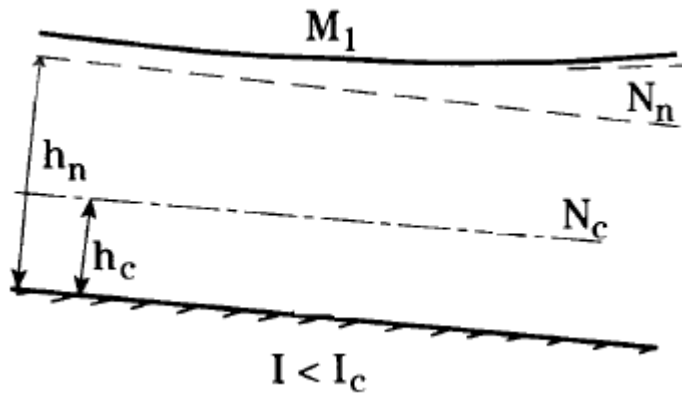


Figure 3. Courbe de remous M1. N_n représente le niveau d'eau normal, correspondant à h_n la hauteur normale et N_c le niveau d'eau critique, correspondant à h_c la hauteur d'eau critique (Vazquez, 2006)

La deuxième est la courbe de remous de type M2, obtenue quand $h_n > h > h_c$, illustrée sur la Figure 4.

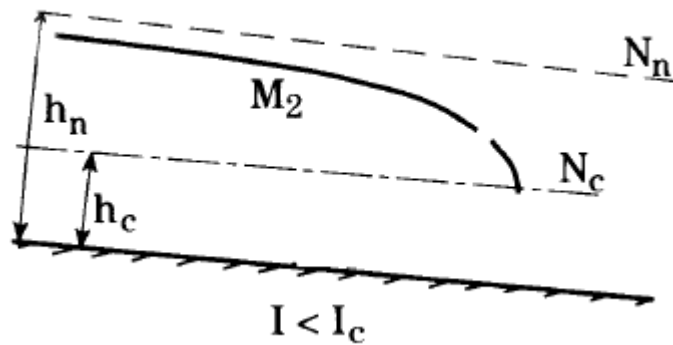


Figure 4. Courbe de remous M2. N_n représente le niveau d'eau normal, correspondant à h_n la hauteur normale et N_c le niveau d'eau critique, correspondant à h_c la hauteur d'eau critique (Vazquez, 2006)

La troisième et dernière est la courbe de remous de type M3, obtenue pour $h_n > h_c > h$, illustrée sur la Figure 5.

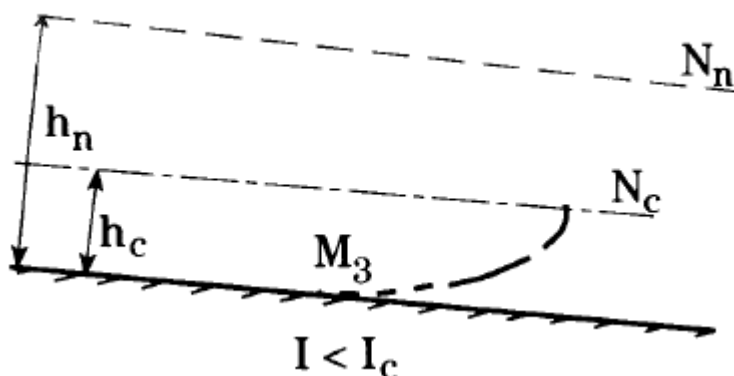


Figure 5. Courbe de remous M3. N_n représente le niveau d'eau normal, correspondant à h_n la hauteur normale et N_c le niveau d'eau critique, correspondant à h_c la hauteur d'eau critique (Vazquez, 2006)

On rencontre le type M1 avant des seuils dont la hauteur est au moins égale à la hauteur normale. Le type M2 est observé avant une chute brusque (rupture de pente, avec une pente faible en amont). Le

type M3 peut être observé à l'aval d'un seuil ou au sortir d'une vanne. Ce type de courbe de remous sera généralement suivi d'un ressaut hydraulique. La Figure 6 illustre dans quel cas chacune des courbes peut apparaître.

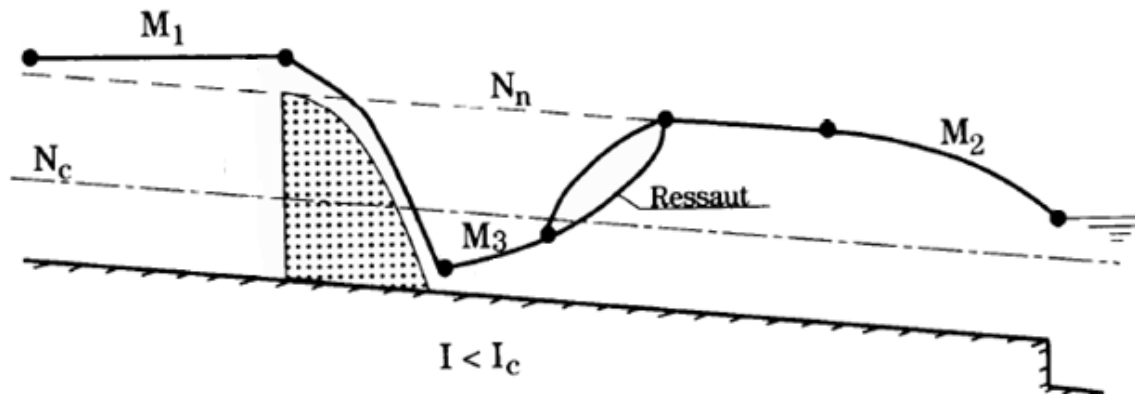


Figure 6. Illustration des différentes courbes de remous rencontrées dans un canal à pente faible. N_n représente le niveau d'eau normal, correspondant à h_n la hauteur normale et N_c le niveau d'eau critique, correspondant à h_c la hauteur d'eau critique (Vazquez, 2006)

Canaux à pente forte ($I > I_c \Leftrightarrow h_n < h_c$)

Comme pour le précédent cas, ce genre de canal est présent en réseau d'assainissement. Il nous faudra donc pouvoir représenter numériquement les phénomènes décrits ci-après.

À nouveau, trois courbes de remous sont possibles, selon la hauteur d'eau au niveau des points de contrôle du canal, par rapport aux hauteurs normale et critique.

La première courbe de remous est la courbe S1, obtenue quand $h > h_c > h_n$, illustrée sur la Figure 7.

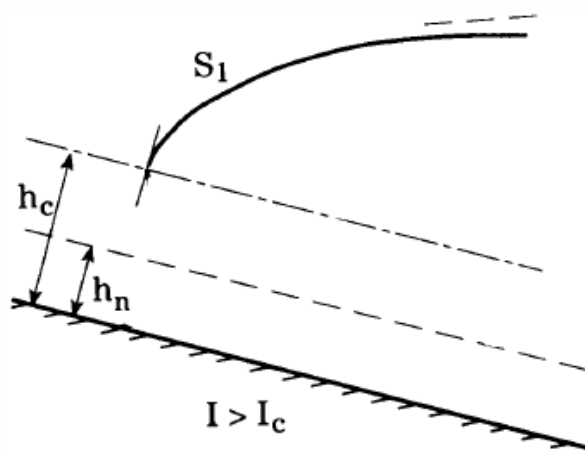


Figure 7. Courbe de remous S1 (Vazquez, 2006)

La deuxième courbe de remous est la courbe S2, obtenue quand $h_c > h > h_n$, illustrée sur la Figure 8.

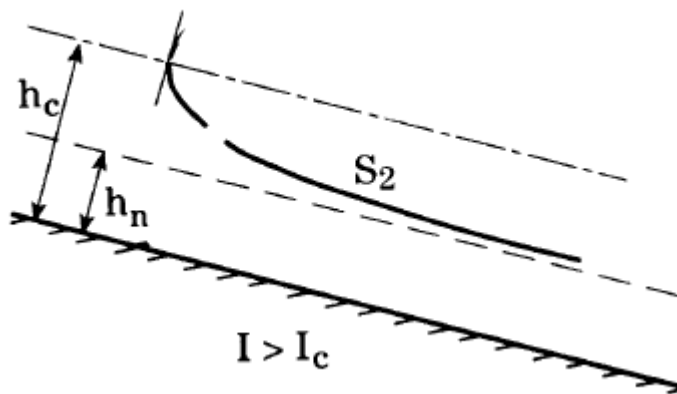


Figure 8. Courbe de remous S2 (Vazquez, 2006)

La troisième et dernière courbe de remous pour les canaux à pente forte est la courbe de remous S3, obtenue pour $h_c > h_n > h$, illustrée sur la Figure 9.

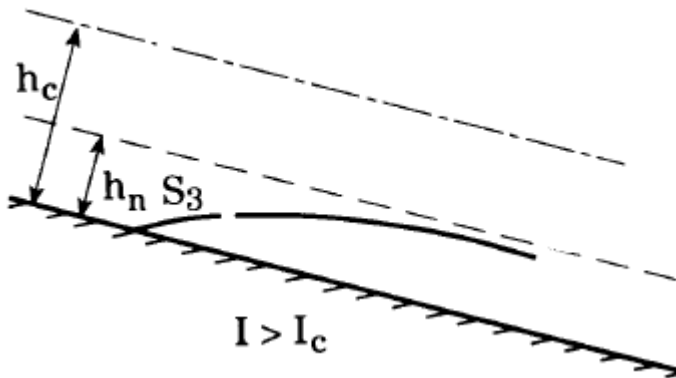


Figure 9. Courbe de remous S3 (Vazquez, 2006)

La courbe S1 apparaît à l'amont d'un seuil dont la hauteur est supérieure à la hauteur critique, la courbe S2 naît après une rupture de pente, en passant d'une pente forte à une pente encore plus forte et la S3 peut être observée après une forte contraction, au sortir d'une vanne par exemple. La Figure 10 illustre chacune des courbes présentées précédemment.

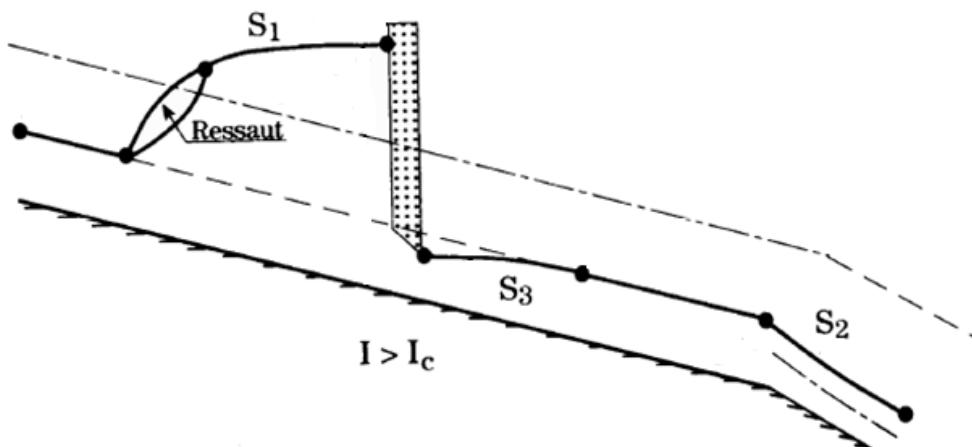


Figure 10. Illustration des différentes courbes de remous rencontrées dans les canaux à pente forte (Vazquez, 2006)

Chacune des courbes de remous est observable facilement en réseau d'assainissement. Il faut donc être capable de représenter chacune d'entre elles.

Canaux à pente critique ($I=I_c \Leftrightarrow h_n = h_c$)

Un canal est dit à pente critique lorsque le régime d'écoulement qui s'y établit est critique. Le régime critique est un régime instable impossible à observer en réseau d'assainissement. Nous ne détaillons donc pas les courbes de remous apparaissant dans ce type de canal. Il faut noter que le régime critique se manifeste par la présence de vaguelettes se propageant vers l'amont et vers l'aval à la suite d'une perturbation de la surface libre par exemple.

Canaux à pente nulle ($I=0, h_n = +\infty$)

C'est un genre de canal plus rare que les deux premiers mais observable en réseau d'assainissement et qui a fait l'objet d'études. Neary et Sotiropoulos (1999) présentent une étude numérique concernant une bifurcation de canaux à pente nulle ; Weber *et al.* (2001) exposent une étude expérimentale concernant une conjonction de canaux à pente nulle. Huang *et al.* (2002) présentent une étude numérique concernant une jonction de canaux à pente nulle. On constate que ceux sont toutes des études menées sur des pilotes en laboratoire.

On obtient deux types de courbes de remous, selon que la hauteur au niveau des points de contrôle du canal est supérieure ou inférieure à la hauteur critique.

La première est la courbe de type H2, obtenue lorsque $h > h_c$, illustrée sur la Figure 11.

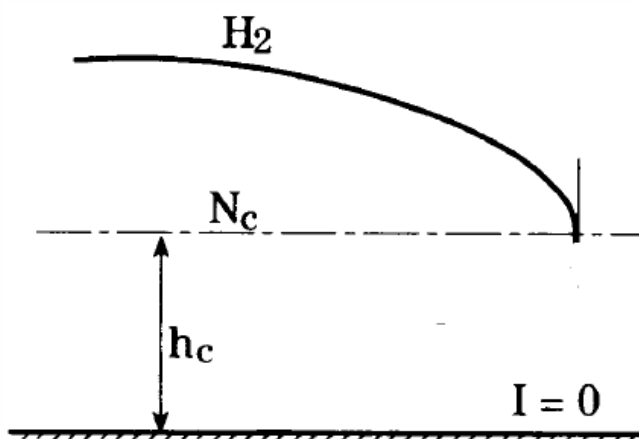


Figure 11. Courbe de remous H2. N_c représente le niveau d'eau critique (Vazquez, 2006)

La deuxième est la courbe de type H3, obtenue lorsque $h < h_c$, illustrée sur la Figure 12.

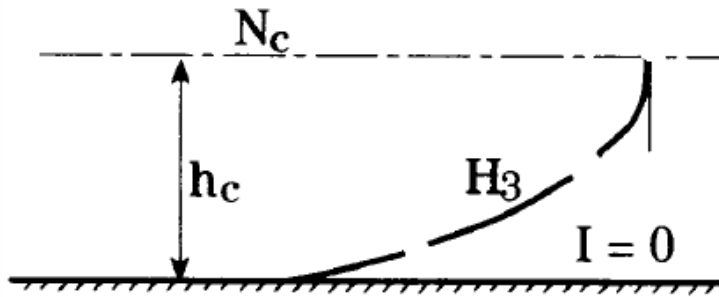


Figure 12. Courbe de remous H3. N_c représente le niveau d'eau critique (Vazquez, 2006)

On peut observer la courbe de type H2 après un ressaut et avant une chute à l'aval par exemple (la deuxième hauteur conjuguée du ressaut étant supérieure à la hauteur critique). On observe la courbe de type H3 après une vanne dont l'ouverture est inférieure à la hauteur critique. Ces deux exemples sont illustrés sur la Figure 13.

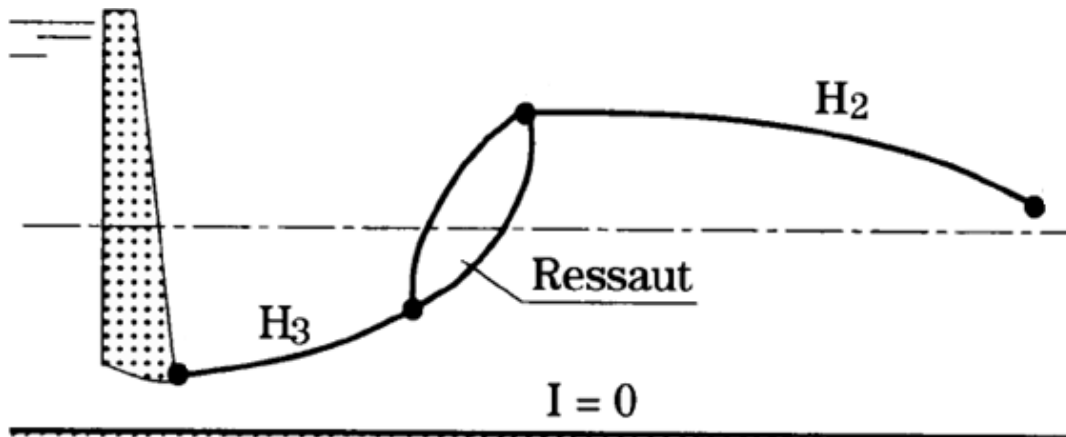


Figure 13. Illustration des différentes courbes de remous obtenues dans un canal à pente nulle (Vazquez, 2006)

Canaux à contre-pente ($I < 0$, $h_n < 0$)

Tout comme pour les canaux à pente nulle, les canaux à contre-pente sont rares. Mais il en existe comme par exemple sur le site du Grand Lyon situé au niveau de la zone industrielle de la commune de Vénissieux.

De manière très similaire aux canaux à pente nulle, selon que la hauteur aux points de contrôle du canal est supérieure ou inférieure à la hauteur critique, on pourra observer deux courbes de remous différentes.

La première est la courbe de remous de type A2, obtenue quand $h > h_c$, illustrée sur la Figure 14.

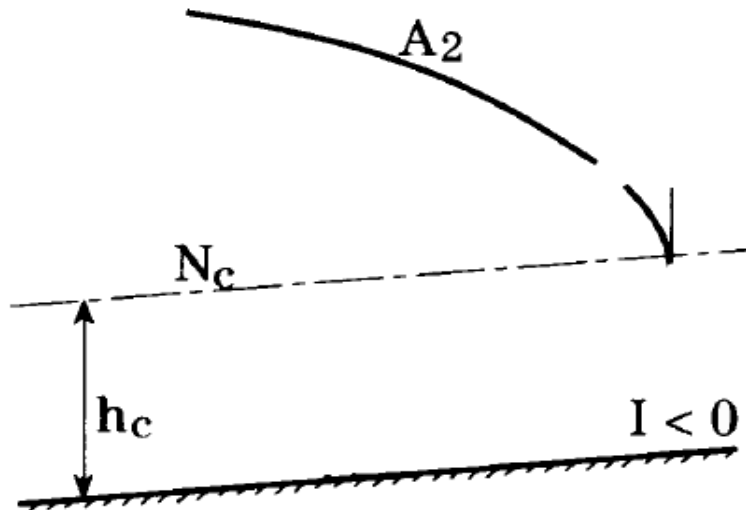


Figure 14. Courbe de remous A2. N_c représente le niveau d'eau critique (Vazquez, 2006)

La deuxième est la courbe de type A3, obtenue lorsque $h < h_c$, illustrée sur la Figure 15.

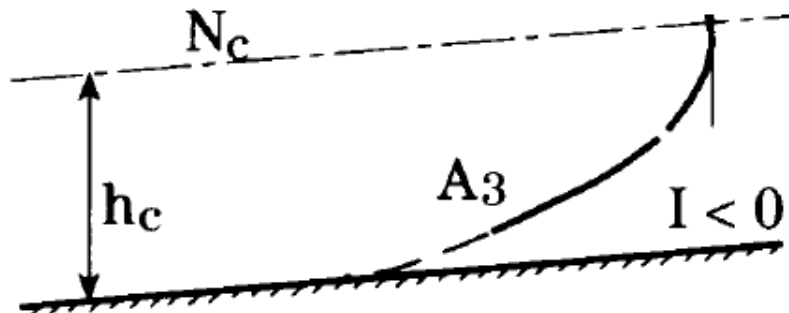


Figure 15. Courbe de remous A3. N_c représente le niveau d'eau critique (Vazquez, 2006)

À nouveau, de manière très similaire aux canaux à pente nulle, on rencontre les courbes de types A2 et A3 dans les mêmes configurations d'écoulement. Ces cas sont illustrés sur la Figure 16.

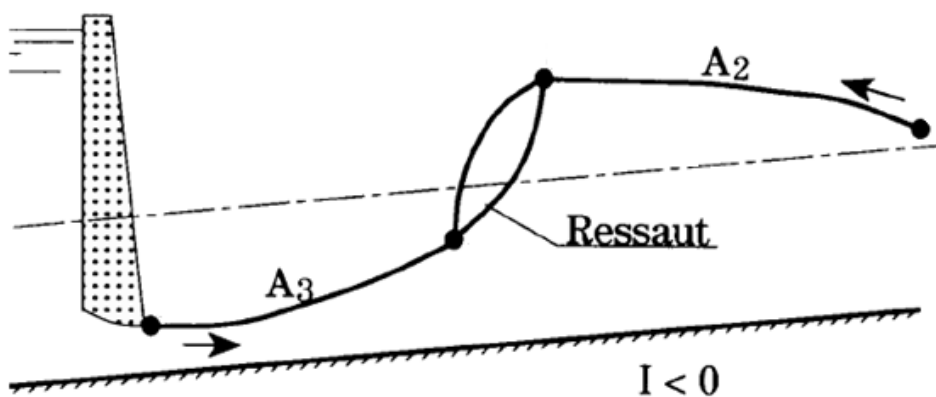


Figure 16. Illustration des courbes de remous rencontrées dans un canal à contre-pente (Vazquez, 2006)

b) Écoulement brusquement varié

On parle d'écoulement brusquement varié lors de la formation d'un ressaut hydraulique, qui se produit lors du passage du régime torrentiel (Froude supérieur à 1) à un régime fluvial (Froude

inférieur à 1) ou dans le cas d'un écoulement au passage d'un organe hydraulique qui fait changer brusquement de régime d'écoulement (présence d'une vanne, d'un seuil, d'une chute, etc.). Dans le cas du ressaut hydraulique, on observe alors une surélévation de la ligne d'eau, une très forte agitation et une perte importante d'énergie. On distingue plusieurs types de ressaut selon la valeur du nombre de Froude dans l'écoulement en régime torrentiel. La Figure 17 récapitule les différents types de ressaut observables et la gamme de Froude associée à l'écoulement d'arrivée (Vasquez, 2006).

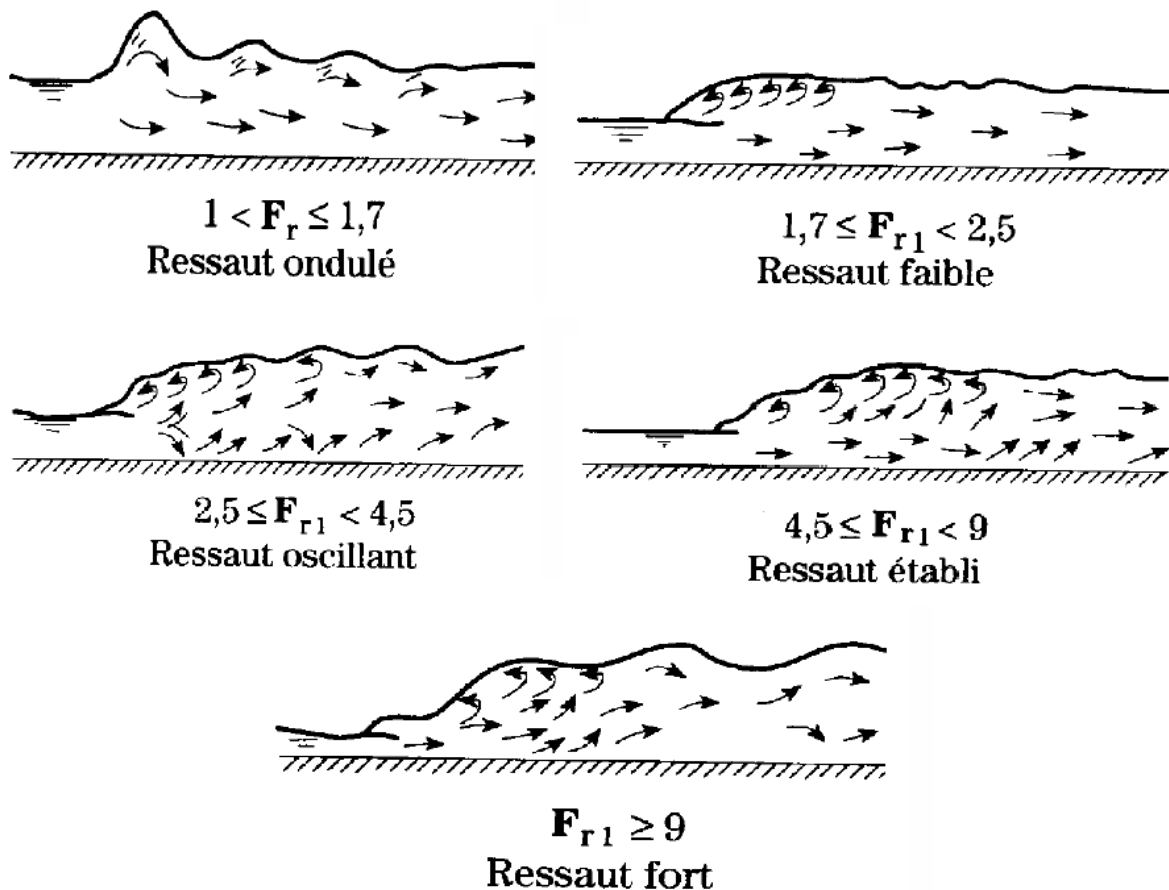


Figure 17. Typologie des différents types de ressaut, selon la valeur du nombre de Froude Fr_1 , à l'amont du ressaut (Hager, 1999)

Ce genre de discontinuité est très facilement observable en réseau d'assainissement et il faudra être capable de les reproduire.

Pour plus d'information concernant ce paragraphe sur la typologie des écoulements, le lecteur est invité à consulter les ouvrages suivants : Hager (1999) ou Graf et Altinakar (1993).

3) Ecoulement non permanent, non uniforme

Ce sont les écoulements variables à la fois dans l'espace et dans le temps. Le problème pour ces écoulements est que la relation qui unit le débit à la hauteur d'eau n'est plus bijective, et pour une même hauteur d'eau, on peut avoir plusieurs débits et vice-versa. Cela entraîne un phénomène d'hystérésis, montré à la Figure 18.

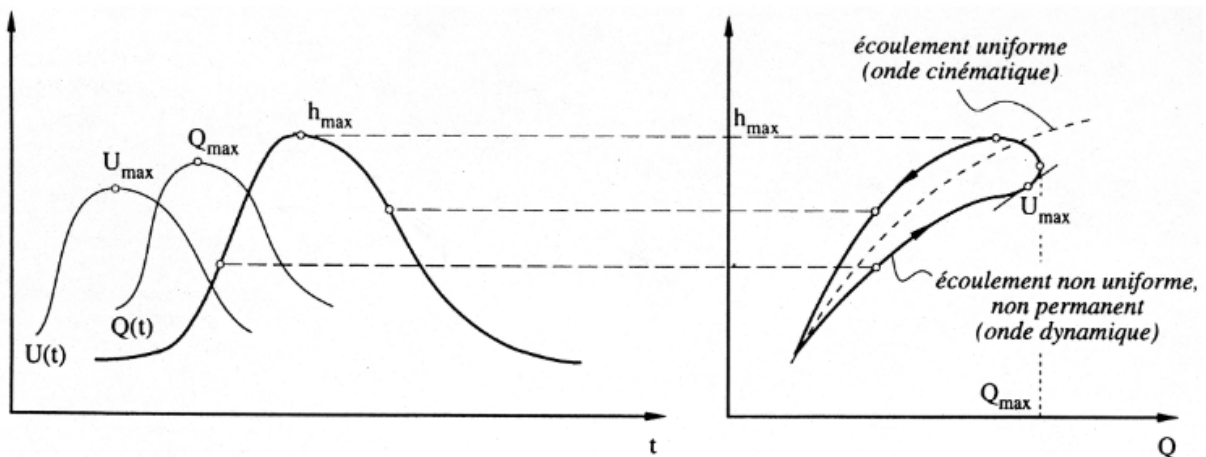


Figure 18. Illustration du phénomène d'hystérésis pour un écoulement non permanent, non uniforme (Blanckaert, 2010).

La Figure 18 (graphique de gauche) montre que la vitesse maximale est atteinte avant le débit maximal, lui-même atteint avant la hauteur d'eau maximale, dans le cycle crue/décru. Sur le graphique de droite (Figure 18), les flèches indiquent le sens crue/décru. Le caractère instationnaire de l'écoulement fait naître un cycle d'hystérésis par rapport à l'écoulement uniforme (Figure 18).

III. Ouvrages spéciaux et singularités rencontrés en réseau d'assainissement

Outre les différentes courbes de remous présentées ci-avant, il faudra que les modèles testés soient capables de représenter les comportements hydrodynamiques que l'on rencontre en réseau d'assainissement dus aux singularités et ouvrages spéciaux. En effet ces ouvrages et singularités sont très courants, et la maîtrise des comportements qu'ils induisent est un enjeu majeur de l'hydrologie urbaine actuelle. Nous allons donc dresser un inventaire de ces ouvrages spéciaux et singularités et expliquer les mécanismes qu'ils génèrent en s'appuyant sur les cas d'études répertoriés dans la littérature.

1) Jonctions

On parle de jonction lorsque deux canalisations en amont se rejoignent pour ne former qu'une seule canalisation à l'aval. La jonction peut se faire avec des angles variés (généralement 30°, 45°, 60° et 90°), pour des canalisations de forme diverse (circulaire, rectangulaire, trapézoïdale, triangulaire, ovoïde).

Taylor (1944) est probablement le premier chercheur à avoir mené une analyse théorique et expérimentale sur une confluence de deux canaux en régime fluvial. Il a proposé un modèle 1D, basé sur les équations de quantité de mouvement et de conservation de la masse pour calculer le ratio entre les hauteurs d'eau amont et aval, négligeant les effets des parois et en supposant l'égalité des hauteurs dans les deux canaux amont. Suivant les mêmes hypothèses, Webber et Greated (1966) ont mené des expériences avec des jonctions formant des angles à 30, 60 et 90°, proposant une correction empirique au modèle de Taylor. Suite aux travaux de Taylor (1944) et Webber et Greated (1966), plusieurs auteurs ont proposé des modèles 1D afin de déterminer les hauteurs d'eau à

l'amont de la confluence pour différents ratios de débit, largeurs de canaux, pentes et régimes d'écoulement (Milano et Sassoli, 1977; Ramamurthy *et al.*, 1988; Hager, 1989; Gurrum *et al.*, 1997; Hsu *et al.*, 1998; Shabayek *et al.*, 2002; Coelho, 2003). L'applicabilité de ces modèles 1D est cependant très limitée par le caractère fortement tridimensionnel du comportement hydrodynamique d'un écoulement en jonction. Modi *et al.* (1981) ont décrit théoriquement les points de stagnation et la zone de séparation en utilisant un modèle 2D. Les travaux expérimentaux de Best et Reid (1984), basé sur l'injection de colorant, ont montré que ce modèle 2D surestimait la zone de séparation. De plus, du fait de son caractère 2D, ce modèle ne pouvait décrire correctement la zone de séparation selon la hauteur dans le canal.

Best (1987) a proposé un descriptif de l'écoulement, en 2D, décrivant 6 zones distinctes : la réverbération de l'écoulement, la stagnation de l'écoulement, la séparation de l'écoulement, le maximum de vitesse, une couche de cisaillement et un le rétablissement de l'écoulement (voir Figure 19).

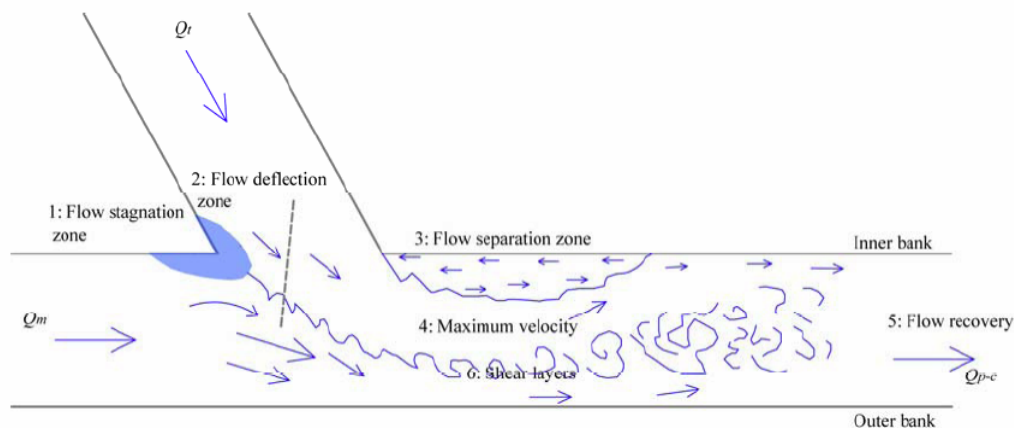


Figure 19. Descriptions des structures d'écoulement identifiées par Best (1987) lors d'une étude en 2D d'un écoulement en jonction

Weber *et al.* (2001) ont mené une étude expérimentale très aboutie qui a permis une cartographie précise et complète des structures propres à ce genre d'écoulement (Figure 20), utilisant des mesures 3D des vitesses (grâce à des capteurs ADV) et de turbulence dans une jonction horizontale à 90° avec des canaux de 0.91 cm de large. Cette étude inclue la mesure des vitesses à la surface libre ainsi qu'au niveau des sections transversales et l'analyse du comportement de l'énergie cinétique turbulente. Les résultats obtenus par Weber *et al.* (2001) mettent clairement en avant le caractère tridimensionnel de l'écoulement à travers une jonction à 90°, avec une zone de séparation des deux écoulements qui s'élargit à la surface libre. Ces résultats indiquent également la présence d'une cellule hélicoïdale d'écoulement unique à l'aval de la jonction. Cette cellule n'est pas retrouvée dans toutes les études.

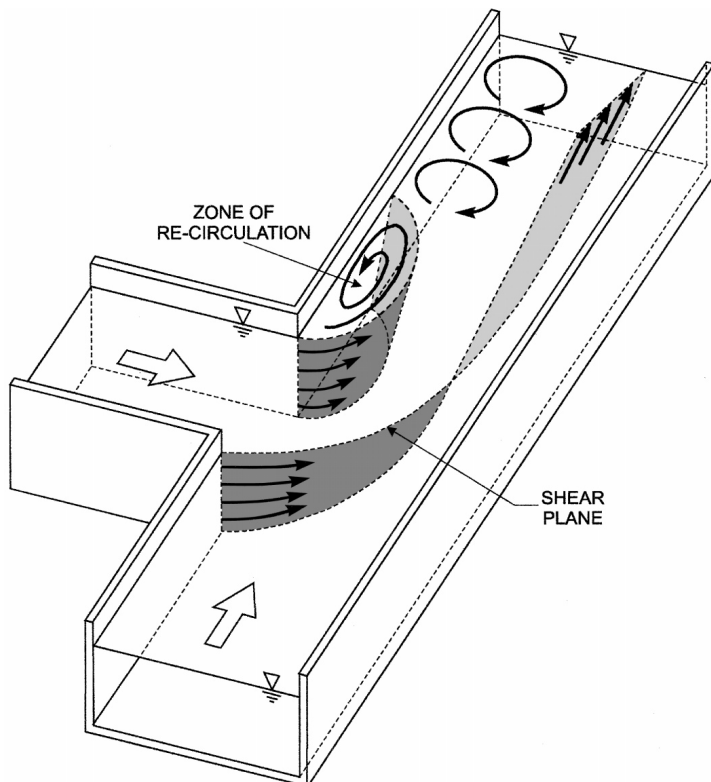


Figure 20. Structure hydrodynamique d'une jonction à 90° en canaux rectangulaires (Weber et al., 2001)

De nombreux auteurs font état d'une bonne adéquation des résultats de simulation en 2D avec les résultats expérimentaux, obtenus soit en laboratoire (Lane *et al.*, 1995 ; Lane et Richards, 1998 ; Ghostine *et al.*, 2007) ou *in situ* (Khan et al., 2000 ; Duan et Schwar, 2003 ; Masujin *et al.*, 2005 ; D'Oria et Tanda, 2007 ; Guo *et al.*, 2007) pour les cas d'écoulements en rivière. Lane *et al.* (1999) ont réalisé une comparaison entre modèles 2D et 3D basés sur la méthode RANS, tous validés par des données expérimentales. Ils suggèrent qu'il y a un avantage significatif à représenter une jonction en 3D.

Ces singularités ont été très étudiées par de nombreuses personnes (parmi lesquels Gurram et al., 1997 ; Weber et al., 2001 ; Huang et al., 2002), pour plusieurs angles, généralement 90° mais également 30°, 45° ou 60° (Del Giudice et Hager, 2001). Les objectifs de ces études furent autant les zones de séparations des écoulements, ou de recirculation engendrée par l'écoulement en jonction ou les courants secondaires qu'il est possible d'observer dans de telles singularités. D'autres se sont intéressés à définir la longueur de la zone de recirculation et sa taille (Best et Reid, 1984 ; Gurram et al., 1997 ; Borghei et al., 2003) en fonction de la largeur du canal, des débits d'entrées et de l'angle de la jonction. Cela nous donne des lois empiriques pour définir, selon le cas qui nous intéresse, ce que l'on devrait obtenir en termes de taille de recirculation.

On dispose donc de nombreuses données bibliographiques qui permettront une bonne validation des simulations. En effet, le nombre d'observations reportées nous permet d'identifier les paramètres clés d'un écoulement en jonction, en étant sûr qu'il ne s'agit pas d'un cas d'écoulement isolé, peu observé, ou non reproduit.

L'état de l'art concernant les études sur les jonctions montrent cependant qu'elles ont essentiellement pour but la reproduction d'écoulement en rivière. Il faut donc vérifier la généralisation de ces résultats au réseau d'assainissement (qui va se différencier dans la forme des

branches –quelconque en rivière, prismatique en réseau-, les rugosités rencontrées, les débits mis en jeu, etc.). Les études numériques ont utilisé différents modèles de turbulence (*k-ε standard* pour Bradbook *et al.*, 2000 ; *k-ω* pour Huang *et al.*, 2002 ; *k-ε RNG* pour Shakibainia *et al.*, 2010) avec une bonne capacité des modèles à représenter l'écoulement en jonction. Les choix concernant les algorithmes de couplages pression-vitesse est souvent indiqué (PISO, pour Huang *et al.*, 2002, choisi pour sa robustesse ; SIMPLE pour Shakibainia *et al.*, 2010). Enfin, Shakibainia *et al.* (2010) indique également leur schéma de discrétisation (*Power-law*, qu'ils préfèrent au Second-Order Upwind pour des questions de difficultés de convergence). D'une manière plus générale, l'écoulement en bifurcation a déjà été testé avec de nombreuses stratégies de modélisations, fournissant nombre de résultats de validation. Cela en fait un cas très intéressant pour établir notre méthodologie de simulation et pour réaliser une comparaison des performances des différents modèles. Enfin, on remarque que les jonctions n'ont pas été étudiées dans un but métrologique (influence de la singularité sur des capteurs débitmétriques placés à l'aval).

4) Bifurcations

À l'inverse d'une jonction, il s'agit de la séparation d'une canalisation en amont en deux canalisations à l'aval. Les angles de séparation ainsi que la géométrie des canalisations sont, de la même manière que pour la jonction, très variables.

Cette singularité a été étudiée pour deux grands domaines d'applications : en médecine pour comprendre le système sanguin cardiovasculaire de l'homme (voir Liepsch *et al.*, 1982 ; Hayes *et al.*, 1989) et en ingénierie hydraulique, pour l'étude des écoulements en rivière (voir Lindner, 1952 ; Wang *et al.*, 1996 ; Vanoni, 2006). Ces singularités ont d'abord été étudiées en 2D. Chen et Lian (1992) et Shettar et Murthy (1996) ont menés une étude numérique en RANS 2D, utilisant le modèle *k-ε standard*. Shettar et Murthy (1996) ont obtenus de bons résultats pour une répartition de débit aux alentours de 50%-50% alors que Chen et Lian (1992) n'ont obtenus de bons résultats que pour des débits latéraux faibles (résultats comparés avec l'étude expérimentale de Popp et Sallet, 1983). Issa et Oliveira (1994) ont été les premiers à mener une étude numérique de bifurcation en 3D. Ils se sont servis d'une approche RANS basée sur le modèle *k-ε standard*, utilisant une méthode élément fini au premier ordre. Ils ont montrés qu'il y a un avantage significatif à mener les calculs en 3D plutôt qu'avec une approche 2D pour obtenir les vitesses principales dans la direction de l'écoulement. Sotiropoulos et Patel (1995) ont montré que les difficultés à représenter les écoulements en bifurcation sont dues à la modélisation de la paroi. Les lois de paroi qui font le pont entre la couche logarithmique et la sous-couche visqueuse de proche paroi ne sont pas adaptées pour simuler les écoulements fortement cisailés, avec une forte vorticité et impliquant des séparations d'écoulements. Neary et Odgaard (1993) ont montré que la rugosité joue un rôle très important dans la répartition des débits en bifurcation. Enfin, Shettar et Murthy (1996) et Neary *et al.* (1999) insistent sur l'importance de la déformation de la surface libre dans cet écoulement.

Neary *et al.* (1999) présentent une synthèse des phénomènes observables en bifurcation (voir Figure 21).

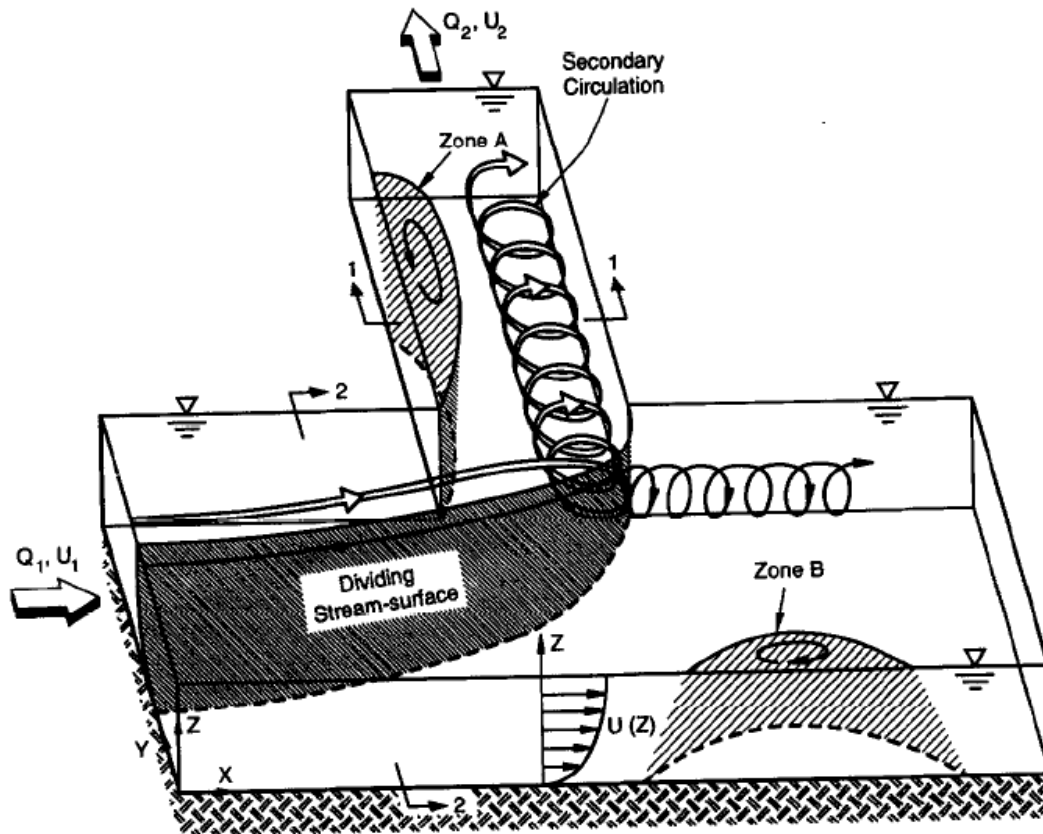


Figure 21. Structure hydrodynamique d'une bifurcation à 90° en canaux rectangulaires - Neary *et al.* (1999)

Ces résultats sont remis en cause par Ramamurthy *et al.* (2007) qui parle plus d'écoulement hélicoïdal dans la branche latérale que de recirculation. De plus, la recirculation indiquée dans la branche principale (zone B) n'a pas été observée.

Les objectifs des études mêlant numérique et expérimental est de trouver une bonne approche CFD pour reproduire les expériences. Chez Ramamurthy *et al.* (2007), les débits d'entrée et de sortie sont imposés et la capacité à reproduire le champ de vitesses est investiguée. Shettar et Murthy (1996) développe un modèle 2D pour reproduire des écoulements expérimentaux, avec divers angles de bifurcation. Neary et Sotiropoulos (1996) ont mené un travail de topographie de l'écoulement en bifurcation, s'appuyant à la fois sur des modèles CFD et sur des expériences.

L'état de l'art concernant les études numériques de cette singularité montre que la plupart des études n'ont pas été menées pour le réseau d'assainissement (mais plutôt pour la médecine et les écoulements en rivière, ou pour l'irrigation). Il montre également qu'il y a un réel intérêt à modéliser une bifurcation en trois dimensions et qu'une attention particulière doit être apportée au choix de la loi de paroi et à la modélisation de la surface libre. On remarque aussi que, quelle que soit l'étude, l'évaluation des résultats de simulations reste assez sommaire (la plupart des études précédemment citées indiquent « un bon accord » avec les mesures expérimentales) et que les choix concernant les schémas de discrétisation ou le couplage pression-vitesse ne sont pas mentionnés. Enfin, d'après Neary *et al.* (1999), le modèle $k-\varepsilon$ standard n'est pas performant du fait des phénomènes à reproduire (zone de décollement, vorticités de l'écoulement) et prône l'usage du modèle $k-\omega$ de Wilcox (1988).

5) Déversoirs d'orage

Ces ouvrages se situent généralement en amont des stations d'épuration et ont pour but de protéger la station des débits d'orage qu'elle ne pourrait pas recevoir. En effet, les stations d'épuration voient leur efficacité diminuer drastiquement lorsque le débit entrant est trop important (voir Chocat, 1997). C'est pourquoi on dispose des déversoirs d'orage en amont, afin de rejeter directement au milieu naturel le surplus de débit qui ne pourra pas être traité correctement par la station (voir Figure 22).

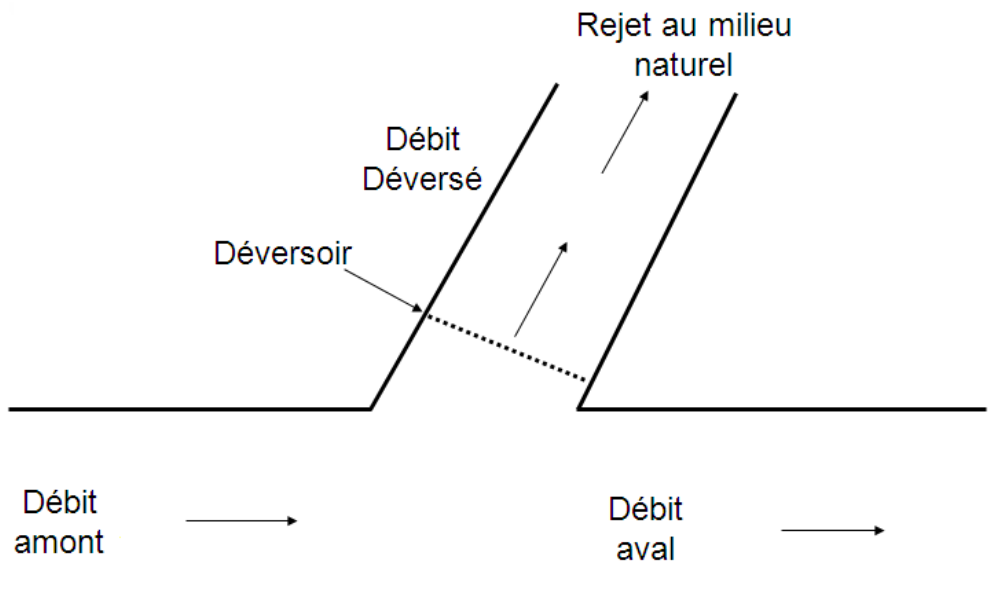


Figure 22. Schéma de principe d'un déversoir d'orage

La géométrie et le fonctionnement de ces déversoirs varient énormément d'un ouvrage à l'autre. On distingue les déversoirs frontaux, latéraux, à crête haute, à crête basse, etc.

La géométrie du déversoir affiché à la Figure 23 met en avant une jonction dans une chambre de déversement. Pour comprendre son fonctionnement, il est nécessaire de le modéliser en 3D. On suppose que les structures d'écoulements sont difficiles à représenter par modélisation.

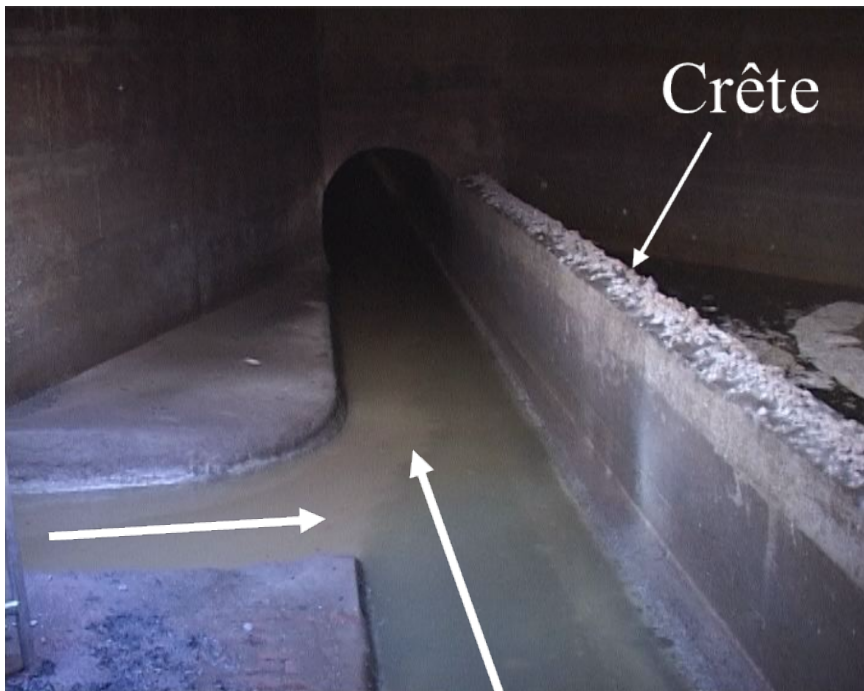


Figure 23. Exemple de géométrie de déversoir qui résulte de la combinaison de deux ouvrages spéciaux connus : un seuil latéral et une jonction à l'intérieur de la chambre de déversement. Le fonctionnement de ce genre d'ouvrage est complexe et tridimensionnel (Lipeme Kouyi, 2004).

Ces déversoirs n'ont généralement pas été conçus dans le but d'être instrumentés et l'hydrodynamique au sein de ces ouvrages est parfois extrêmement difficile à cerner (voir le déversoir montré à la Figure 23). En outre, avec la directive cadre européenne sur l'eau, il devient obligatoire de mesurer le débit déversé par ces ouvrages, dès que le déversoir voit passer 600 kg/j de DBO5 (demande biologique en oxygène en 5 jours) ou s'il surverse plus de 70% du volume des rejets du système de collecte (comme stipulé par l'arrêté du 22 juin 2007, disponible sur la page suivante : <http://www.legifrance.gouv.fr/affichTexte.do?cidTexte=JORFTEXT000000276647>). La modélisation 3D de ces ouvrages sert d'outil d'aide à la décision en matière d'instrumentation des sites. Des travaux ont déjà été menés dans ce sens, notamment par Hardwood (2002), Lipeme Kouyi (2004), He *et al.* (2006), Lipeme Kouyi *et al.* (2011), Isel *et al.* (2013).

Pour ces ouvrages, on peut observer la formation de ressaut hydraulique, des variations importantes de la ligne d'eau le long des crêtes déversantes, de nombreux types de ligne d'eau (Hager, 2010) comme indiqué à la Figure 24 et des influences aval (ce qui a pour résultat qu'un débit déversé peut être causé par plusieurs couples débit amont/débit aval- voir Isel *et al.*, 2013).

Enfin, au niveau du transport de polluant, dissous ou particulaire, de nombreux phénomènes interviennent : dépôt, remise en suspension, répartition des charges polluantes entre canalisation de décharge et canalisation aval en fonction du fonctionnement hydraulique du déversoir (Dufresne *et al.*, 2009b), etc. La modélisation de ces ouvrages est un défi, de par leur diversité et la complexité des écoulements qu'ils induisent. Lipeme Kouyi *et al.* (2011) ont proposé une méthodologie en 6 points afin d'optimiser l'emplacement des capteurs pour le cas de deux déversoirs en série, avec une chute et un élargissement brusque à l'entrée du déversoir amont.

La problématique principale est l'amélioration de la gestion de ces ouvrages. Il est donc intéressant de mettre la modélisation RANS en 3D au service de cet objectif.

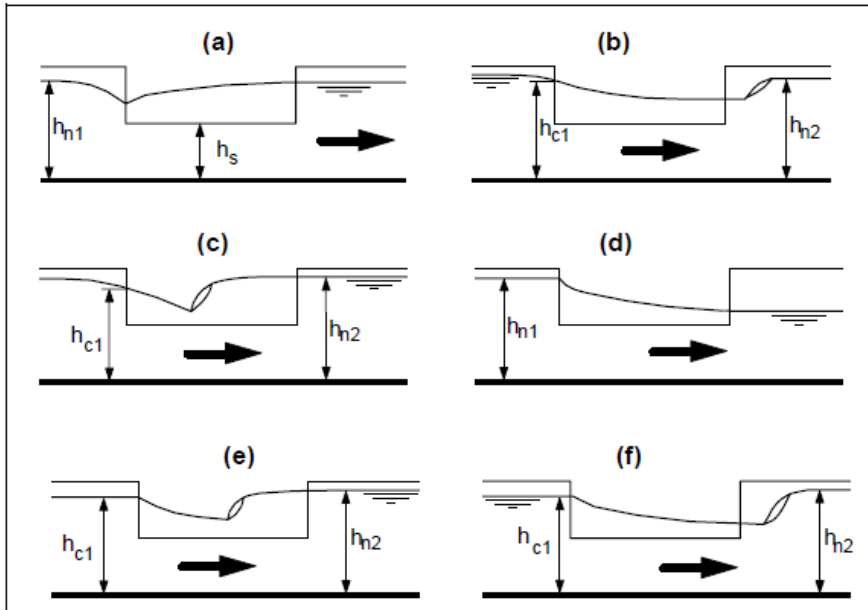


Figure 24. Formes de ligne d'eau dans un déversoir latéral (Bertrand-Krajewski *et al.*, 2000).

6) Coudes et déviations

Il s'agit d'un changement de direction de la canalisation (Figure 25), selon le rayon de courbure et l'angle de changement de direction.

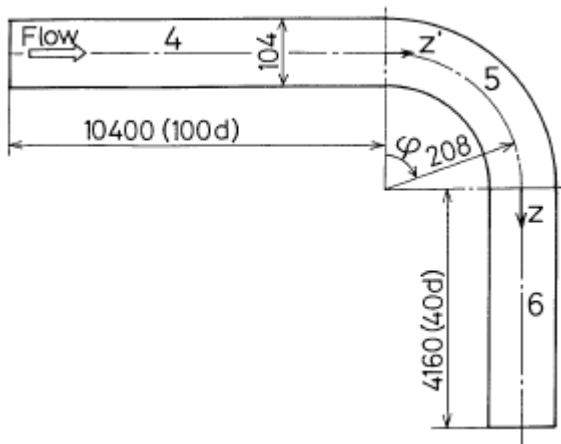


Figure 25. Exemple de coude à 90° dont le rapport rayon de la canalisation sur rayon de courbure du coude vaut 0,5 (Sudo *et al.*, 1998)

De telles géométries ont pour conséquence une forte perturbation du champ de vitesse après leur traversée, des décollements de veines liquides et des courants secondaires importants. C'est un écoulement au sein duquel les phénomènes qui le gouvernent sont très proches de ceux que l'on peut observer en jonction, quand le débit latéral est prépondérant. La compétition entre les forces centrifuges et les forces de pression est souvent mise en jeu et pilote ce type d'écoulement.

Ces singularités ont été étudiées expérimentalement (Sudo *et al.*, 1998) et numériquement (Khosronejad *et al.*, 2007). De nombreuses études utilisant la modélisation RANS se sont intéressées aux mécanismes de transport au passage de ces singularités, généralement dans le but de prédire l'érosion ou la sédimentation au niveau du lit d'une rivière (Ferguson *et al.*, 2003 ; Rùther et Olsen, 2005 ; Peakall *et al.*, 2007). Les coudes ont également été étudiés dans un but métrologique,

notamment concernant leur influence sur la mesure du champ de vitesse et la distance nécessaire aux retours de la symétrie de l'écoulement (Bonakdari *et al.*, 2007 ; Sollic, 2013). On peut également citer les travaux menés dans le cadre des projets MENTOR et COACHS (dont les livrables sont disponibles à l'adresse suivante : <http://www.gemcea.org/page-projets>) pour ce qui est de l'étude des coudes dans un but métrologique. Les coudes ayant été déjà étudiés dans le contexte du réseau d'assainissement et du fait de la similitude des phénomènes observés avec ceux rencontrés en jonction, cette singularité ne sera pas traitée dans cette thèse.

7) Marches, chutes et rupture de pentes

Il s'agit de singularités courantes en réseau d'assainissement, du fait des raccordements de tuyaux en jonction par exemple (marche ou chute), du raccordement de deux tronçons amont et aval (rupture de pente possible) ou d'arrivée surélevée dans une chambre de répartition par exemple. En cas de marche ou de chute, on observe une recirculation (voir Figure 26) : une partie de l'écoulement se dirige vers la marche ou la chute, tandis que l'autre partie continue vers l'aval. Ces deux écoulements se séparent au point de rattachement. En cas de rupture de pente, on observe des changements de courbe de remous, ce qui peut entraîner la formation d'un ressaut hydraulique (voir la partie précédente, sur la typologie des écoulements).

Les marches/chutes ont été souvent utilisées pour mettre à l'épreuve les lois de paroi, en s'intéressant à la longueur avant le rattachement (Thangam et Speziale, 1992 ; Kim *et al.*, 2005). Ces singularités ont été étudiées expérimentalement (Armaly *et al.*, 1983 ; Kasagi et Matsunaga, 1995), ou à l'aide de la modélisation numérique en 2D (Gartling, 1990) et en 3D (Kim *et al.*, 2005).

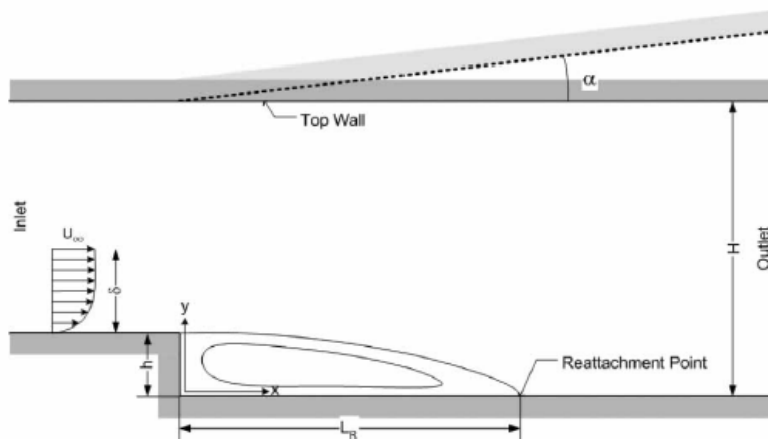


Figure 26. Cas d'une marche, permettant l'évaluation des lois de paroi en fonction de la longueur de rattachement L_R (Kim *et al.*, 2005).

La plupart des études sur ce type de problème s'intéressent à la longueur de rattachement, généralement en fonction du nombre de Reynolds. Il est possible de rapprocher les écoulements en élargissement brusque de ces écoulements après une marche (Kasagi et Matsunaga, 1995). Les études numériques utilisent de nombreuses méthodes différentes : RANS (Thangam et Speziale, 1992), Large Eddy Simulation -LES (Piomelli et Balaras, 2002) et Direct Numerical Simulation - DNS (Le et al., 1997). Piomelli et Blaras (2002) montrent que, pour cette singularité en particulier, aucune stratégie de modélisation n'est universellement applicable et que l'obtention de bons résultats de modélisation pour la représentation d'une marche (ou d'un élargissement brusque) repose sur des ajustements *ad hoc* des constantes des modèles.

8) Seuils et vannes

La présence d'un seuil ou d'une vanne peut impliquer la naissance d'un ressaut hydraulique. Il est intéressant d'évaluer les capacités des modèles étudiés à pouvoir représenter les ressauts hydrauliques d'une part et les courbes de remous de différents types qui apparaissent à l'amont ou l'aval de seuils ou de vannes d'autre part.

On distingue deux types de seuil : les seuils noyés (nappe noyée) et les seuils dénoyés (nappe libre) présentés à la Figure 27. Pour chacun des types de seuil, on est capable de déterminer le débit déversé, en fonction de la hauteur d'eau au-dessus de la crête. Ces ouvrages se situent généralement au niveau des déversoirs d'orage et peuvent être de nature très diverse (seuil frontal, latéral, double, etc.). La représentation de la surface libre au travers d'un seuil est donc un cas d'intérêt primordial pour la promotion de l'utilisation de la méthode RANS dans le cadre de la modélisation du fonctionnement hydraulique du réseau d'assainissement.

On distingue deux types de vannes : noyée ou dénoyée (voir Figure 28). L'ouverture et la hauteur d'eau amont vont déterminer le débit véhiculé vers l'aval. La simulation du fonctionnement hydraulique au voisinage des vannes est donc, au même titre que pour les seuils, intéressant du fait de la présence de plusieurs types de lignes d'eau susceptibles d'apparaître à l'amont ou l'aval de ces vannes.

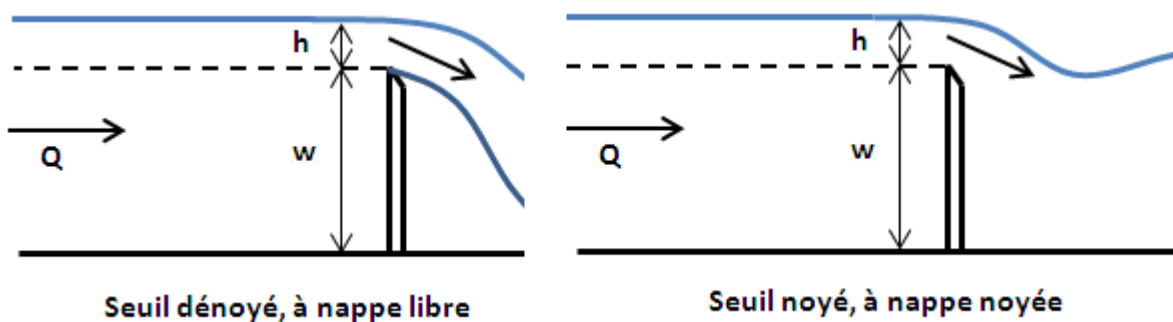


Figure 27. Exemple de seuils. h représente la hauteur d'eau au-dessus de la crête (ou la lame déversante), w la hauteur de crête et Q le débit

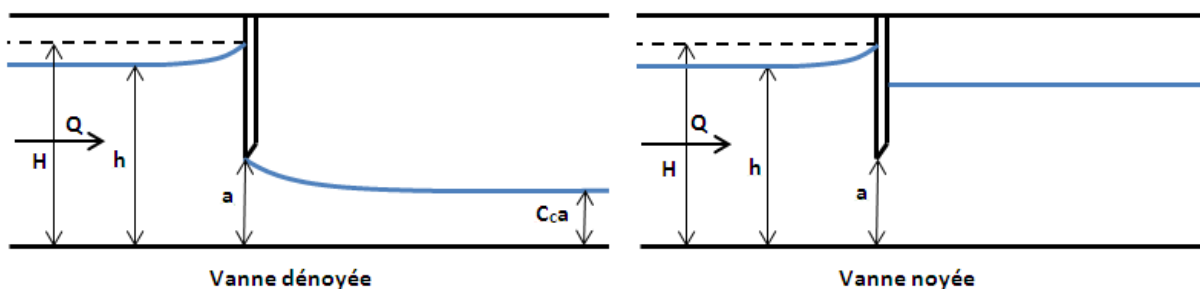


Figure 28. Exemple de vanne, avec H , la charge disponible, h , la hauteur d'eau, a , l'ouverture de la vanne et C_c le coefficient de contraction

Les seuils ont été étudiés expérimentalement et numériquement par de nombreux auteurs, certaines études ayant pour but la représentation de la surface libre au passage du seuil (par exemple Sarker et Rhodes, 2004 ou Hargreaves *et al.*, 2007).

IV. Modélisation des écoulements à travers les ouvrages spéciaux et singularités

1) Rappel des principales approches modélisatrices

La première approche utilisée pour modéliser les écoulements en réseau d'assainissement a été l'utilisation des équations de Barré de Saint Venant (modèle mécaniste utilisant des équations différentielles pour décrire les mouvements des eaux à surface libre, Saint-Venant, 1871). Cette approche n'est valable que sous certaines conditions, parmi lesquels on suppose que l'écoulement est unidimensionnel, à surface libre graduellement variée (pas de ressaut hydraulique par exemple, ou de chute brutale, présentant donc une accélération verticale négligeable). Ainsi, en utilisant ce modèle, on ne peut bien modéliser que des écoulements 1D ou 2D. Cette approche reste une manière simple et efficace de modéliser les réseaux d'assainissement tant que le caractère tridimensionnel des écoulements n'est pas dominant. Dans ces conditions, les modèles 2D suffisent (Kovacs, 1988 ; Ghostine *et al.*, 2006 ; Kerger *et al.*, 2009).

Pour tout ce qui concerne les ouvrages spéciaux, ou pour des conditions hydrauliques menant à la formation d'un ressaut hydraulique les approches 1D ou 2D ne suffisent plus. C'est pourquoi des approches comme par exemple RANS, dont les équations de Barré de Saint-Venant sont une simplification, ont été développées. Pour l'approche RANS, on décompose la vitesse en une vitesse moyenne et une vitesse fluctuante et on injecte cette nouvelle expression dans les équations de continuité et de quantité de mouvement. Ces équations sont ensuite discrétisées sur le domaine de calcul et résolues en tout point, de manière itérative grâce à des méthodes numériques (Versteeg et Malalasekera, 2007). Cette méthode a été très utilisée pour modéliser les écoulements à travers divers ouvrages spéciaux et singularités, avec en général de bons résultats (Kim *et al.*, 1999 ; Morvan *et al.*, 2002 ; Lipeme Kouyi 2004), pour optimiser des dispositifs de mesure en réseau d'assainissement (Dufresne et Vazquez, 2013) ou pour concevoir des ouvrages de gestion des eaux urbaines (Schmitt, 2013). C'est cette méthode que nous avons sélectionnée pour notre étude, du fait de sa relative rapidité de calcul et de son adaptabilité aux cas qui nous intéressent. Son défaut majeur réside dans sa principale hypothèse : le fait de travailler avec des équations moyennées (dans le temps), ce qui rend impossible l'accès aux moyennes et petites structures turbulentes (important pour le transport de polluants et contaminants par exemple, etc., voir Wu *et al.*, 2000).

Parallèlement à la méthode RANS, s'est développée la méthode LES (Large Eddy Simulation). Le principe de cette méthode est de résoudre les équations de Navier-Stokes pour les grandes échelles et de modéliser les petites échelles turbulentes. Cette approche n'a pas été retenue pour notre étude du fait de l'immense puissance de calcul requise. Pour les écoulements qui nous intéressent, la méthode RANS donne des résultats largement satisfaisant comme le montre les résultats bibliographiques et opter pour une approche plus complexe telle que LES serait allongé les temps de calcul. Cependant, ces deux méthodes sont très complémentaires et il est de plus en plus courant de voir des couplages RANS/LES (Hamba, 2003). Cela permet de profiter des avantages des deux techniques : un coût de calcul raisonnable avec la méthode RANS, et des résultats plus précis avec la méthode LES, moins lissés par l'effet de moyenne de la méthode RANS. Pour plus de renseignement sur la méthode LES, on pourra s'intéresser aux travaux de Ferziger (1983, 1996), de Watanabe et Takahashi (2002) ou de Wan et Porté-Agel (2011).

La méthode LES est elle-même une simplification de la méthode DNS (Direct Numerical Simulation), qui s'attache à résoudre numériquement les équations de Navier-Stokes de façon à obtenir la pression et la vitesse comme étant des fonctions du temps et de l'espace. Ce genre de résolution voit son temps de calcul augmenter de manière drastique en fonction des échelles de la turbulence que l'on souhaite représentant, ces échelles augmentant rapidement avec le nombre de Reynolds. C'est pourquoi ce genre de méthode, pour pouvoir être exploitable, se cantonne à des bas nombre de Reynolds (Moin et Mahesh, 1998), qui ne sont pas représentatifs des écoulements que l'on trouve en réseaux d'assainissement. Ainsi, du fait des difficultés d'adapter la méthode aux cas qui nous intéressent et du manque de ressources informatiques appropriées, nous n'avons pas fait appel à cette méthode dans le cadre de cette thèse.

Enfin, l'approche lattice-Boltzmann peut être mentionnée du fait de la possibilité réelle de l'appliquer à l'étude des écoulements en réseau d'assainissement (surtout pour le transport solide au sein d'ouvrages spéciaux). Dans cette approche, on se sert de la théorie des *lattice-gas*, que l'on applique aux équations de Navier-Stokes permettant de décrire les écoulements de fluides incompressibles. Dans l'approche *lattice-gas*, on considère que les gaz sont des particules qui sautent de points en points, selon un treillis (*lattice*) défini, en suivant les règles simples de collisions lorsqu'elles rentrent en contact les unes avec les autres, qui conservent la masse et la quantité de mouvement. Frisch *et al.* (1986) ont démontré que, à une échelle spatiale bien plus large que celle de la maille unitaire du treillis, à une échelle temporelle bien plus lente que le pas de temps discret de calcul, ce modèle tend asymptotiquement à simuler les équations de Navier-Stokes pour le cas des fluides incompressibles. C'est pourquoi il a été tenté d'utiliser, avec un certain succès, ce modèle pour simuler des écoulements d'eau. Pour une vue d'ensemble approfondie du modèle lattice-Boltzmann, il faut se reporter aux travaux de Benzi *et al.* (1992) ou de Rothman and Zaleski (1994).

2) Modélisation à l'aide de la méthode RANS

Le principe de cette approche est de partir des équations moyennées de Navier-Stokes, qui considèrent qu'une grandeur hydrodynamique telle que la vitesse ou la pression peut se décomposer en deux parties : une partie moyenne \bar{u} et une partie u' fluctuante autour de cette grandeur moyenne (ici on prend l'exemple de la vitesse), de sorte que cette grandeur, par exemple la vitesse en tout point, vaille :

$$u = \bar{u} + u'$$

Équation 7

En introduisant cette expression dans les équations de Navier-Stokes (conservation de la masse et de la quantité de mouvement), on obtient un système d'équations dit ouvert (plus d'inconnues que d'équations). Il faut alors chercher un modèle de fermeture, appelé modèle de turbulence qui permet d'apporter les équations supplémentaires nécessaires à la fermeture du système. Dans les paragraphes qui suivent, nous décrivons l'évolution de cette approche depuis ses débuts jusqu'à nos jours. Le détail des équations sera donné dans la **Partie 2**.

Les premiers outils CFD (Computational Fluid Dynamics) furent développés au début des années 70, notamment par Launder et Spalding (1972, 1974), qui proposèrent le modèle de fermeture du système d'équation RANS à deux équations : le modèle *k-ε standard*, ainsi que la loi de paroi dite standard. Rapidement, un modèle de fermeture plus complexe fut proposé par Launder *et al.* (1975),

le modèle Reynold-Stress Model (RSM), qui apporte 7 équations supplémentaires. Vint ensuite une nouvelle façon de modéliser la surface libre, proposée par Hirt et Nichols (1981) : la méthode Volume of Fluid (VOF). Cette méthode permet de retracer une interface entre deux fluides non miscibles et dont le but était de proposer une alternative aux méthodes eulériennes existantes, qui ne représentaient pas correctement de fortes discontinuités dans une interface, telle que le ressaut hydraulique. La fin des années 80 et les années 90 virent l'amélioration des modèles existants et la création de nouveaux modèles tels que *k-ε ReNormalisation Group* (RNG) (Yakhot et Orszag, 1986), *k-ε Realizable* (Zhu et Shih 1993 ; Shih *et al.* 1995), *k-ω* (Wilcox, 1988), *k-ω SST* (Menter, 1992a) ; de nouvelles lois de paroi furent également proposées : *scalable* (Grotjans et Menter 1998), *non-equilibrium* (Kim et Choudhury 1995), *enhanced*, aussi appelée modèle bi-couche (Chen et Patel, 1988).

Ces différents modèles de turbulence et lois de paroi furent développés au fur et à mesure que la modélisation devint plus spécifique. Chacun possède un domaine d'application spécifique, dans lequel il est généralement meilleur que les autres.

a) Modèles de turbulence

Le modèle *k-ε standard* a été le plus utilisé par la communauté scientifique, au point que les constantes de ce modèle, au départ empiriques, ont pu être expliquées théoriquement et leurs valeurs ont été pleinement validées. De nombreux auteurs attestent de la justesse de ses résultats dans diverses situations (Krishnappan et Lau, 1986 ; Sofialidis et Prinos, 1999 ; Sarker et Rhodes, 1999 ; Chen *et al.* 2002). La communauté lui reconnaît néanmoins des défauts, et s'accorde à dire qu'il ne peut pas représenter les courants secondaires liés à la turbulence et qu'il est facilement mis en défaut par une trop forte vorticité (Cokljat et Younis, 1995 ; Sofialidis et Prinos, 1999). Il a également du mal à représenter des zones de recirculation du fait de sa nature sur-dissipative (Chieng et Launder, 1980 ; Johnson, 1988 ; Speziale, 1987 ; Thangam et Speziale, 1992 ; Papageorgakis et Assanis, 1999). Son domaine d'application en termes de Froude ou de Reynolds est large (pas de restrictions particulières pour des calculs en hydraulique). Néanmoins, le modèle *k-ε standard* ne permet pas de simuler des contraintes de cisaillement élevées, à l'origine d'un retard, voire d'un empêchement des séparations dans un écoulement. L'autre problème majeur du modèle *k-ε standard* est lié à la gestion de la sous-couche visqueuse, problème que l'on peut contourner en utilisant une loi de paroi (voir le paragraphe IV-2-b sur les lois de paroi).

Le modèle *k-ε RNG* est une version améliorée du modèle *k-ε standard*, avec pour avantage majeur d'être entièrement défini théoriquement, là où le modèle standard utilisait de nombreuses constantes empiriques. Il a été évalué comme étant meilleur que le modèle standard pour des écoulements incluant des recirculations (Papageorgakis et Assanis, 1999) mais reste aussi faible que *k-ε standard* sur des écoulements fortement cisailés (Speziale *et al.*, 1990 ; Papageorgakis et Assanis, 1999). De plus, d'après Speziale *et al.* (1990), ce modèle ne permet pas de représenter la turbulence au sein des écoulements fortement cisailés. Speziale *et al.* (1991) ont mis en cause l'estimation de certaines valeurs des constantes. Une bonne estimation des constantes de ce modèle améliorerait ses performances. Il est cependant très utilisé dans d'autres domaines, comme la combustion ou pour des calculs atmosphériques (Han et Reitz, 1995 ; Kong *et al.*, 2001 ; Kim et Baik, 2004). Tout comme le modèle *k-ε standard*, il est nécessaire de faire appel à une loi de paroi.

Le modèle $k-\varepsilon$ *Realizable* est une variante du modèle $k-\varepsilon$ *standard* qui remplit en plus des conditions dites « réalistes », à savoir que toutes les composantes de l'énergie cinétique turbulente soient positives, là où les autres modèles s'assurent seulement que leur somme soit positive. Les premiers à l'utiliser sont ceux qui l'ont introduit et estiment que ses capacités de prédiction sont au moins aussi bonnes que celles du modèle $k-\varepsilon$ *RNG* (Zhu et Shih, 1993 ; Shih *et al.*, 1995). Par la suite, il est surtout utilisé pour la modélisation d'éjecteurs, situations pour lesquelles il semble être le plus adapté (Bartosiewicz *et al.*, 2003 ; Dvořák et Vít, 2005). Ce modèle nécessite lui aussi une loi de paroi.

Le modèle *RSM* est à ce jour le modèle le plus complet incorporé dans l'approche RANS et permettant de décrire la turbulence (description des composantes du tenseur de Reynolds). C'est un modèle à 7 équations qui prend en compte le caractère hétérogène et anisotrope de la turbulence. Connu pour être particulièrement chronophage, il n'est pas utilisé en hydrodynamique s'il n'est pas jugé nécessaire. Par exemple, Cokljat et Younis (1995) l'ont utilisé dans le but spécifique de représenter des courants secondaires en canaux rectangulaires simples et composés que les modèles de type $k-\varepsilon$ ne peuvent cerner. Tout comme les modèles de type $k-\varepsilon$, on couple le modèle *RSM* à une loi de paroi.

Le modèle $k-\omega$ a été développé pour contrebalancer certains problèmes du modèle $k-\varepsilon$ *standard*, notamment son manque de sensibilité aux gradients de pression négatifs. Le modèle $k-\omega$ est l'une des meilleures alternatives au modèle $k-\varepsilon$ qui soit, car il permet d'obtenir de bien meilleurs résultats en présence de gradient de pression négatifs (comme par exemple un écoulement en bifurcation, voir Menter, 1992a et 1992b). Ce modèle a également l'avantage de ne nécessiter aucune loi de paroi, car il est valide jusque dans la sous-couche visqueuse (Neary *et al.*, 1999, voir la partie sur les lois de paroi ci-après). Cependant, ce modèle est très sensible à la valeur ω_f du taux de dissipation de l'énergie cinétique comme l'a montré Menter (1992c).

$k-\omega$ *SST* est une version améliorée du modèle $k-\omega$, qui a pour but d'atténuer la trop forte sensibilité à la valeur du taux de dissipation de l'énergie cinétique ω_f , et de pouvoir prendre en compte le transport de la contrainte de cisaillement principale dans des conditions de gradients de pression négatifs. Les résultats le concernant sont plutôt mitigés. Bartosiewicz *et al.* (2006) semblent dire que c'est le meilleur modèle pour le cas qui les intéresse, à savoir un éjecteur supersonique pour du refroidissement, tandis que Bouhanguel *et al.* (2011), pour le même genre de cas (écoulement à travers un éjecteur supersonique), laissent entendre que le modèle $k-\omega$ *standard* est meilleur que le modèle $k-\omega$ *SST*, qui aurait tendance à surestimer les chocs dans le dispositif.

b) Les lois de paroi

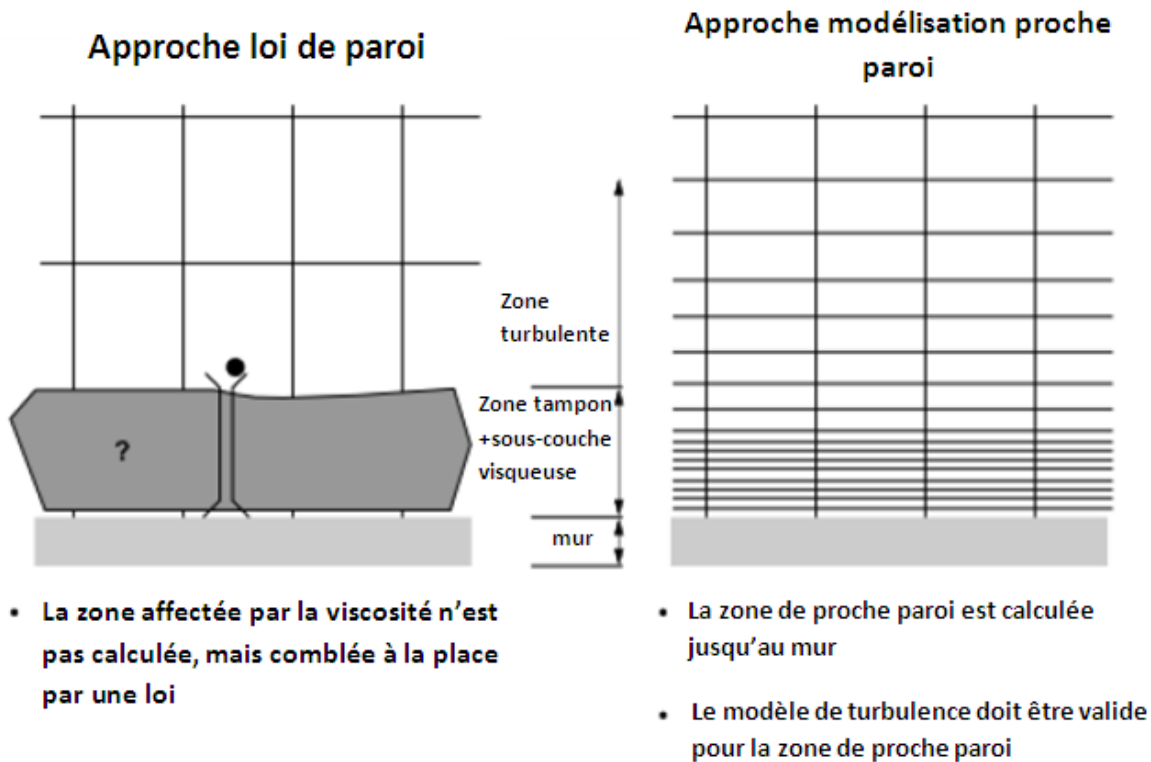


Figure 29. Schéma de principe des deux façons de modéliser une loi de paroi dans l'approche RANS (adapté de Ansys, 2011)

L'utilisation de l'approche RANS nécessite la prise en compte des effets de parois. Ces effets peuvent être modélisés de deux façons différentes : en utilisant une loi de paroi, ou en menant les calculs jusqu'à la paroi (voir Figure 29). Une loi de paroi est une relation semi-empirique qui permet de faire le lien entre la zone pleinement turbulente où le modèle de turbulence utilisé est valide et applicable et la zone de proche paroi où les effets de la viscosité ne sont plus négligeables et au sein de laquelle les modèles de turbulence ne sont pas applicables. Le défaut principal des lois de paroi est de fortement dépendre d'un paramètre : la distance adimensionnelle à la paroi y^+ (définie par l'Équation 8).

$$y^+ \equiv \frac{u_* \cdot y}{\nu}$$

Équation 8

Où :

- $u_* = \sqrt{\frac{\tau_w}{\rho}}$ est la vitesse de frottement (en $\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$),
- y , la distance du centre de la première maille à la paroi (en m),
- ν , la viscosité cinématique de l'eau ($= 1 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$),
- τ_w , la contrainte de cisaillement à la paroi (en Pa),
- ρ , la masse volumique de l'eau ($= 1000 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$)

La loi de paroi standard (Launder et Spalding, 1974) est une loi très souvent utilisée pour les écoulements en canaux prismatiques ou à travers les ouvrages spéciaux tels que les déversoirs d'orage (Krishnappan et Lau, 1986 ; Cokljat et Younis, 1995 ; Sarker et Rhodes, 1999 ; Chen et al., 2002 ; Lipeme Kouyi, 2004 ; Isel *et al.*, 2013, etc.), sans que les raisons du choix soient particulièrement exposées. C'est une loi de paroi qui nécessite de faire très attention au maillage près des parois sous peine de mauvaise représentation du champ de vitesse. Des problèmes de

convergence peuvent également apparaître. En effet, si la sous-couche visqueuse n'est pas contenue dans la moitié inférieure de la première maille, le modèle, ne résolvant pas cette sous-couche visqueuse, peut donner des résultats aberrants.

Proposée par Grotjans et Menter (1998), la loi *scalable* est une loi de paroi qui permet de s'affranchir de la contrainte liée au respect de la taille de la première maille près de la paroi (valeurs de y^+ entre 30 et 100 d'après Rodi, 2000) et de pouvoir faire un maillage même approximatif près des parois. Craft *et al.* (2001, 2002a, 2002b) ont montré que cette loi de paroi, de par l'affranchissement des problèmes liés à la position de la sous-couche visqueuse par rapport à la première maille (valeurs de y^+), permet d'obtenir des résultats significativement meilleurs que ceux obtenus avec la loi standard sur un cas de canal simple en 2D avec un écoulement pleinement développé ou sur un cas d'élargissement brusque. Ces résultats sont de qualité équivalente à ceux obtenus à l'aide d'autres lois de paroi prenant en compte les gradients de pression par exemple. Pourtant, il s'agit d'une loi très peu usitée pour les cas des écoulements au passage des singularités et ouvrages spéciaux en réseau d'assainissement.

La loi de paroi *enhanced*, aussi désignée comme étant un modèle bi-couche, est, comme la loi *scalable*, peu utilisée en hydraulique, sans qu'il y ait de justifications particulières. Elle présente néanmoins deux défauts majeurs : i) on ne peut pas indiquer l'état de rugosité des parois et ii) elle nécessite un raffinement important du maillage près des parois, ce qui augmente de manière significative le temps de calcul nécessaire à la convergence des simulations numériques.

La loi *non-equilibrium*, d'après Kim *et al.* (1999), est plutôt adaptée à des écoulements présentant de très forts gradients de pression ou provoquant de forts tourbillons produits au niveau de la paroi (écoulements entraînant un décollement/recollement, etc.).

c) Les conditions aux limites du domaine de calcul

La représentation de la surface libre

Il est possible de calculer la position de la surface libre dans le domaine de calcul, à l'aide de la méthode *VOF* (Volume Of Fluid). Cette méthode a été présentée pour la première fois dans l'article de Hirt et Nichols (1981) et fut introduite comme une alternative aux méthodes eulériennes pour traquer et reconstruire des interfaces, et notamment la surface libre en hydrodynamique. La fraction de chaque phase dans chaque cellule est calculée grâce à l'Équation 9 et à l'Équation 10.

$$\frac{\partial \alpha_q}{\partial t} + \bar{U}_i \frac{\partial \alpha_q}{\partial x_i} = 0$$

Équation 9

$$\alpha_p = 1 - \alpha_q$$

Équation 10

Où :

- α_q , la fraction volumique de la phase principale (eau);
- \bar{U}_i , la vitesse moyenne selon la direction x_i ;
- α_p , la fraction volumique de la phase secondaire (air)

La fraction volumique de l'eau prend pour valeur 1 en tout point où l'eau est présente et 0 partout où l'air est présent. Une cellule telle que $0 < \text{Fraction volumique eau} < 1$ contient la surface libre.

La méthode VOF a été largement utilisée et validée pour plusieurs cas : en régime fluvial ou pour des cas de déversoirs d'orages (Lipeme Kouyi *et al.*, 2003 ; Lipeme Kouyi, 2004) ou en régime torrentiel (Chen *et al.*, 2002). La valeur de la fraction volumique communément prise pour désigner l'emplacement de la surface libre est 0,5. Une critique de cette valeur pour le cas d'écoulement en réseau d'assainissement est présentée en **Annexe A**.

Une autre approche est la méthode Rigid Lid, qui consiste à modéliser la surface libre comme une paroi sur laquelle le glissement est autorisé. Elle a été utilisée par plusieurs auteurs (Demuren, 1993 ; Manson, 1994 ; Cokjlat et Younis, 1995 ; Sinha *et al.*, 1998 ; Morvan *et al.*, 2002 ; Dufresne, 2008 ; Yan, 2013) notamment pour modéliser la surface libre d'un bassin de retenue. Cela permet de restreindre grandement la troisième dimension et d'obtenir un domaine numérique fixe. Cependant, cette méthode nécessite une correction sur le terme de dissipation (Naot et Rodi, 1982 ; Gibson et Rodi, 1989 ; Morvan *et al.*, 2002), correction qui gagne en importance à mesure que la turbulence gagne en influence sur la distribution des vitesses. Ainsi, elle sera importante pour les canaux droits, mais faible pour les écoulements en méandres où c'est la géométrie qui dicte la distribution des vitesses.

Condition d'entrée, condition de sortie, condition à la paroi

Ces options numériques sont renseignées dans très peu d'études, et lorsqu'elles sont renseignées, les arguments qui ont menés à ce choix particulier ne sont pas explicités. Dans le cas qui nous intéresse (écoulement bi-phasique eau-air), plusieurs approches sont possibles pour définir la condition d'entrée :

-soit on définit un profil de vitesse appliqué à la section d'entrée (uniforme ou non, qui définira la quantité d'eau qui entrera dans le domaine de calcul) : condition de type *velocity-inlet* ;

-soit on indique une masse d'eau entrante dans le domaine de calcul par la section d'entrée : condition de type *mass-flow inlet*.

En ce qui concerne les conditions de sortie, on distingue deux cas :

-une condition dite *pressure-outlet*, qui impose une pression hydrostatique sur l'ensemble de la surface à laquelle elle est appliquée (condition de Dirichlet) ;

-une condition dite *outflow*, qui imposera la continuité à la sortie (gradients nuls suivant la normale à la section de sortie pour toutes les variables, condition de Neumann).

Pour les parois, on indique une condition de type *wall*, généralement associée à une rugosité (exprimée en fonction de la hauteur des grains k_s , en m) qui impose une vitesse nulle à la paroi (condition de non glissement).

Dans les faits, une sortie en *pressure-outlet* se comportera comme une chute dans le vide (avec abaissement de la ligne d'eau). Il est donc utile de rajouter de la longueur avant d'appliquer cette

condition. La condition de sortie *outflow* fonctionnera comme si le canal modélisé continuait à l'infini.

Enfin, lorsque le toit du domaine de calcul n'est pas un mur, on pourra définir une condition de type *pressure-inlet* qui imposera une pression spécifiée sur toute la surface où la condition est assignée (généralement la pression atmosphérique). C'est aussi une condition de type Dirichlet.

Si le code CFD Ansys Fluent est utilisé, il est à noter que la condition de sortie *outflow* n'est pas compatible avec les conditions limites de pression : *pressure-inlet* et *pressure-outlet*.

Morvan *et al.* (2002) ont utilisé les conditions *mass-flow inlet* et *outflow* pour simuler un écoulement à travers les méandres d'une rivière, ainsi qu'une approche *Rigid Lid* pour représenter la surface libre. Dufresne *et al.* (2011) ont utilisé conjointement *velocity-inlet* et *pressure-outlet* pour la simulation d'un bassin de décantation mais ne précisent pas la condition liée à la représentation de la surface libre (condition de symétrie ? pression atmosphérique imposée ?). Au cours de cette thèse, toutes ces approches sont utilisées, en combinant généralement *velocity-inlet*, *pressure-inlet* et *pressure-outlet* d'une part et *mass-flow inlet* et *outflow* d'autre part.

d) Schémas de discrétisation et algorithmes de couplage pression/vitesse

Les schémas de discrétisations temporelle et/ou spatiale permettent de passer des équations générales sous forme différentielle à un système d'équations discrétisées résolu en chacun des nœuds ou au centre des cellules. Les algorithmes de couplage pression-vitesse interviennent surtout pour fournir le champ de pression et contrôler la convergence des solutions numériques.

Les schémas de discrétisation spatiale que nous avons testés sont ceux qui sont intégrés au code de calcul ANSYS FLUENT version 14, à savoir : *First-order Upwind* (schéma décentré amont du premier ordre), *Second-Order Upwind* (schéma décentré amont du deuxième ordre aussi appelé TVD –Total Variation Diminishing), *Power law* (loi puissance, hybride entre un schéma centré et un schéma décentré, assimilable à l'ordre 2), *QUICK* (Quadratic Upstream Interpolation for Convective Kinematics, d'ordre 3), *Third Order MUSCL* (schéma d'ordre 3). Les différentes études traitant de la modélisation d'écoulements adoptent des stratégies de modélisation assez diverses, généralement sans justification. Par exemple Cokljat et Younis (1995) ont utilisé le schéma *Power Law* pour simuler un écoulement dans des canaux (simple et composé), tandis que Lipeme Kouyi (2004) ou Isel *et al.* (2014) ont utilisé le schéma *Second-Order Upwind* pour simuler le fonctionnement des déversoirs d'orage latéraux. Kim *et al.* (1999) ont montré que le choix du schéma de discrétisation est important, notamment via un exemple où l'on voit le schéma du premier ordre incapable de représenter correctement la structure particulière de la vitesse axiale autour d'une coque de navire, là où un schéma *QUICK* (d'ordre 3) y parvient. Il est donc important de vérifier l'indépendance des résultats par rapport à l'ordre du schéma de discrétisation utilisé, de la même manière que pour le maillage. L'objectif est de s'assurer qu'augmenter l'ordre du schéma de discrétisation n'améliore plus les résultats de manière significative.

Les algorithmes de couplage pression-vitesse testés sont : *SIMPLE* (Semi-Implicit Method for Pressure-Linked Equations, Patankar et Spalding, 1972), *SIMPLEC* (*SIMPLE*-Consistent, Vandoormal et Raithy, 1984) et *PISO* (Pressure Implicit with Splitting of Operators, Issa, 1986). De façon générale, la sélection d'un schéma de discrétisation ou d'un algorithme de couplage pression/vitesse est

rarement justifiée. Huang *et al.* (2000) ont utilisé *PISO* afin de simuler une jonction en trois dimensions, tandis que Cokljat et Younis (1995) emploient *SIMPLE* pour représenter les courants secondaires dans un canal droit. Une étude comparative a été menée par Jang *et al.* (1986) entre ces trois algorithmes à travers l'étude de divers problèmes d'écoulement en régime permanent. Il en ressort que les résultats de simulation ne sont pas particulièrement affectés par les changements d'algorithme, mais *PISO* permet une bien meilleure robustesse dans la convergence, ainsi qu'un léger gain de temps par rapport à *SIMPLE* ou *SIMPLEC*.

e) Le maillage

Le maillage est l'ensemble des cellules de calcul utilisées pour subdiviser le domaine de calcul. On discrétise le domaine en de petits éléments, les mailles, au niveau desquels on va exprimer les équations RANS afin d'obtenir un système d'équations à résoudre. Le processus de transformation des équations et la prise en compte du maillage sont bien décrits par Versteeg et Malalasekera (2007). Ce système pourra être résolu itérativement, à la condition de connaître les valeurs/fonctions aux limites du domaine de calcul (renseignées au préalable et décrite ci-avant) et les conditions initiales (renseignées au moment de l'initialisation du calcul ; l'influence des conditions initiales est discutée en **Annexe 1**).

Le maillage se doit d'être le meilleur compromis entre temps de calcul et la précision des résultats. La stratégie adéquate consiste à s'assurer de la qualité des résultats numériques et de leur indépendance vis-à-vis du maillage. Cela signifie que l'erreur sur la valeur calculée due au maillage doit être inférieure à un seuil que l'on juge acceptable. On peut s'assurer de cette indépendance de manière qualitative, en utilisant un maillage plus fin que le maillage que l'on veut évaluer et en comparant qualitativement les résultats des deux maillages (en termes de phénomènes représentés –par exemple une zone de recirculation dans une jonction– ou en termes de valeurs moyennes d'une variable d'intérêt –par exemple la vitesse longitudinale ou le débit). Il est obligatoire de s'assurer de l'indépendance du maillage de manière quantitative, à l'aide du critère *GCI* (*Grid Convergence Index*) proposé par Roache (1999) ou Celik *et al.* (2008). Ce critère permet d'estimer de manière non biaisée la part d'erreur due au maillage, à partir de deux maillages de densité de mailles différentes. L'avantage de ce critère d'évaluation des résultats est la possibilité de quantifier directement l'influence du maillage sur une variable d'intérêt. Par exemple, le maillage peut être suffisamment fin pour représenter le champ de vitesses horizontal, mais insuffisant pour représenter l'énergie cinétique turbulente près du fond. Le *GCI* permet de cibler les performances du maillage vis-à-vis de la variable d'intérêt choisie. Nous considérons le *GCI* satisfaisant lorsque l'erreur fournie par cet indicateur, pour une variable d'intérêt donnée, est inférieure à 5%.

Enfin, en cas de calcul en régime transitoire, le maillage apporte une contrainte supplémentaire sur le pas de temps à utiliser, représenté par le nombre de courant. Le nombre de courant C_0 est défini comme suit :

$$C_0 = \frac{U \cdot \Delta t}{\Delta x}$$

Équation 11

Avec : - U , la vitesse la plus élevée sur le domaine de calcul (en m.s-1)
 - Δt , le pas de temps (en s)

$-\Delta x$, la taille de la plus petite maille sur le domaine (en m)

Fixer C_0 revient à fixer Δt car U et Δx sont « connus » dans le sens où ils vont être fixés par le maillage utilisé et l'écoulement simulé. On recherche généralement un C_0 inférieur à 1. Cette condition sur C_0 vise à s'assurer que la distance parcourue par l'information associée au phénomène simulé soit compatible avec les dimensions des cellules constitutives du maillage, c'est-à-dire qu'en un pas de temps, l'information (portée par la vitesse, dépendante donc de U) parcourt une distance de l'ordre de Δx par exemple.

f) Facteurs de sous-relaxation

Les simulations numériques fondées sur la méthode RANS approchent de façon itérative une solution qui doit satisfaire au mieux le système d'équations obtenu à l'issue de l'étape de discrétisation des équations et du domaine de calcul (réécriture des équations algébriques au niveau du maillage), en prenant en compte les conditions limites et initiales. Les facteurs de sous-relaxation sont là pour indiquer de combien on fait varier les différentes variables du calcul à chaque itération. Ces facteurs permettent d'assurer la stabilité de la solution numérique. De trop grandes valeurs pour ces facteurs vont faire qu'on pourrait ne pas atteindre la solution (voir Figure 30) et de trop faibles vont allonger les temps de calcul de manière drastique.

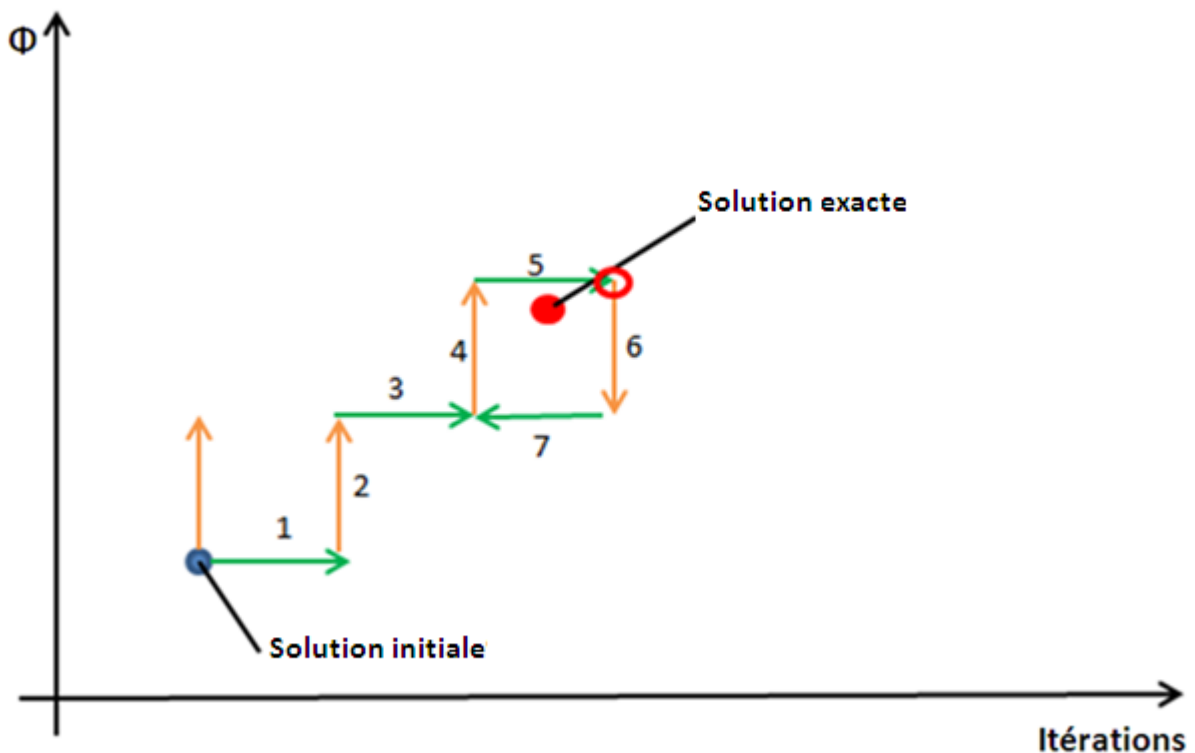


Figure 30. Illustration du processus de convergence vers une solution finale. Φ représente le vecteur de toutes les variables que le modèle va perturber pour atteindre la solution finale. Les flèches indiquent les échelles de la valeur de la grandeur d'intérêt obtenue à l'aide des facteurs de sous-relaxation au cours des itérations. Les numéros sont des itérations successives. On remarque qu'après l'itération 7, la solution reste instable. On suppose qu'une adaptation des valeurs des facteurs de sous-relaxation pourrait permettre d'approcher la solution finale de plus près, le point après l'itération 5 (cercle rouge) étant la meilleure approximation obtenue avec les valeurs des facteurs choisis. C'est ce point qui constitue la solution numérique du calcul (meilleure valeur approchée de la solution exacte).

g) Critères de convergence

Il convient de définir des critères de convergence qui permettent d'estimer à quel moment les itérations suivantes ne font plus progresser la solution de manière significative et donc que l'on a atteint une solution stable. Il convient également d'évaluer si la solution stable obtenue est réaliste et cohérente. Il est en effet possible que le système converge vers une solution stable qui ne soit pas pertinente. À nouveau, dans la littérature, peu d'études explicitent les critères de convergence retenus. Tominaga *et al.* (2008) affirment que les critères de convergence par défaut dans les codes de calcul sont insuffisants. Trois critères de convergence doivent être satisfaits :

- résidus normalisés sur toutes les variables inférieurs à 10^{-p} , p étant l'ordre du schéma de discrétisation (Celik *et al.* 2008) ;
- bilan de masse entre la (les) entrée(s) et la (les) sortie(s) du domaine de calcul inférieur à 2% (par analogie avec Chen et Srebric, 2002, dans le domaine de l'aérodynamique);
- suivi des valeurs d'une variable d'intérêt au cours des itérations (par exemple, l'évolution du bilan de masse, la variation de la pression en un point stratégique du domaine, évolution des vitesses dans une zone d'intérêt, etc.).

La validation de ces trois critères permet de s'assurer de la convergence.

V. Conclusions

À travers l'état de l'art, on se rend compte qu'une diversité d'écoulements est rencontrée en réseau d'assainissement (de nombreuses courbes de remous, de nombreuses singularités, des phénomènes propres à chaque structure, à savoir la stagnation, la recirculation, les courants secondaires pour le cas des jonctions par exemple, etc.).

Les études expérimentales sur les ouvrages spéciaux et singularités rencontrés en réseau d'assainissement soulignent le caractère 3D de ces écoulements et des limites des modèles 1D ou 2D (c'est le cas des jonctions, bifurcations, coudes, et des déversoirs d'orage) pour représenter ces écoulements.

La nécessité de modéliser certains écoulements en 3D étant reconnu, on trouve alors de nombreuses études portées sur le sujet, utilisant diverse méthodes de modélisation, parmi lesquelles la méthode RANS. On se rend compte que la méthode RANS a essentiellement été appliquée à des cas de laboratoire (en condition contrôlée) dans le but de comprendre des écoulements à surface libre au droit de structure particulières (déversoir d'orage, bifurcation, confluence, marche, etc.). Les applications principales correspondent au cas des écoulements industriels (injecteurs, systèmes de refroidissement, etc.) ou en rivière et les cas d'études en réseaux d'assainissement sont peu fréquents dans la littérature.

On note l'intérêt de l'approche RANS pour l'optimisation de dispositif de surveillance des rejets des réseaux d'assainissement ou pour l'amélioration de la gestion des eaux urbaines. Une des faiblesses qui ressort de l'état de l'art est que peu d'auteurs indiquent leur stratégie complète de modélisation. La plupart cite le modèle de turbulence, la loi de paroi et le modèle de représentation de la surface libre, mais peu d'études indiquent les schémas de discrétisation, le schéma de couplage pression-vitesse, les conditions appliquées aux limites du domaine de calcul, la densité de mailles dans le domaine de calcul et encore moins les critères de convergence retenus. De plus, lorsque les choix

sont présentés, ils sont rarement explicités et semblent tenir de la préférence des auteurs. La détermination de la rugosité à introduire dans les codes CFD ne fait pas souvent l'objet d'attention particulière. Les hypothèses faites par rapport au choix des stratégies de modélisation ne sont pas toujours explicitées et justifiées. L'indice *GCI* paraît pertinent et sera mis en œuvre. L'algorithme de couplage pression/vitesse *PISO* semble avoir donné satisfaction. Les schémas de discrétisation d'ordre 2 permettent de représenter l'ensemble des phénomènes prépondérants en réseau d'assainissement. Les lois de paroi de types *Enhanced* ou *Scalable* ont été très rarement appliquées pour les cas d'étude d'hydraulique en réseaux d'assainissement. Ces deux façons de prendre en compte les effets de paroi sur le champ de vitesses et les plus grosses échelles de la turbulence seront testées. Enfin, aucune étude de sensibilité des solutions numériques aux paramètres géométriques et hydrauliques n'est mentionnée. Nous allons donc comparer plusieurs stratégies de modélisation et analyser les sensibilités des solutions CFD, dans le but de proposer une démarche d'utilisation de la méthode RANS dans le but de produire des résultats numériques robustes et réaliste pour le cas de la modélisation des écoulements en réseau d'assainissement.

Partie 2 : Données expérimentales et Méthodes

Dans cette partie, nous détaillerons les données expérimentales de validation dont nous disposons et les outils utilisés ainsi que les théories sur lesquelles ils s'appuient. Notre principal outil de modélisation numérique est le code commercial ANSYS FLUENT, version 14.0. Ce code repose sur la méthode RANS, utilise une méthode de résolution aux volumes finis et propose divers modèles de turbulence, lois de paroi, schémas de discrétisation spatiale et temporelle, algorithmes de couplage pression-vitesse, méthodes de représentation de la surface libre et d'approximation des gradients et dérivées. Nous présenterons la théorie de chacun de ces éléments. Nous présenterons également les méthodes d'analyse de sensibilité utilisées pour définir les paramètres déterminants de la méthode RANS, les indicateurs de performances choisis pour évaluer les stratégies de modélisation testées.

A. Expérimentations et données expérimentales utilisées

Cette partie a pour but de présenter les données expérimentales ou *in situ* dont nous disposons et qui nous ont servi tout au long de l'étude.

I. Débits et vitesses au niveau d'une jonction

Les expériences sur les jonctions ont été conduites dans une intersection de canaux au Laboratoire de Mécanique des Fluides et d'Acoustique (LMFA), à l'université de Lyon (INSA de Lyon, France). Le dispositif est représenté en Figure 31 (voir Rivière *et al.*, 2001 pour plus d'informations).

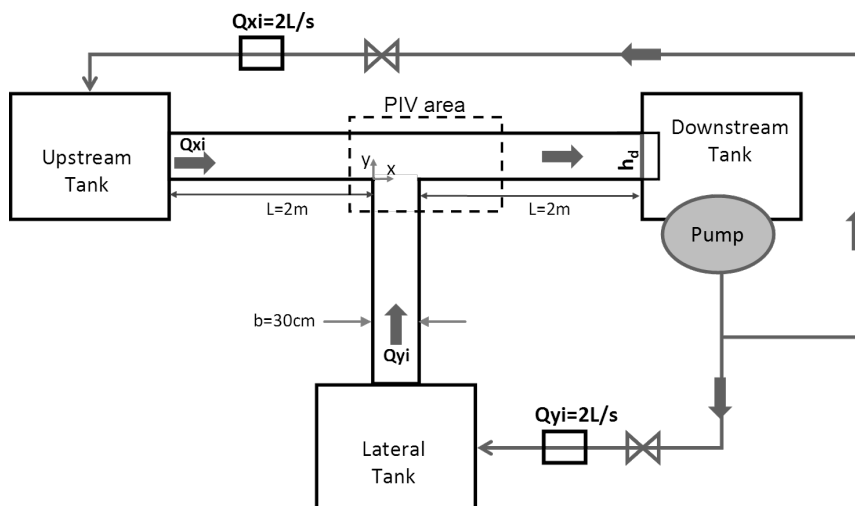


Figure 31. Schéma du dispositif expérimental.

Le dispositif expérimental consiste en trois canaux horizontaux d'une longueur $L = 2$ m et d'une largeur $b = 0.3$ m. Les canaux forment une intersection à 90° , comprenant deux branches amont (la branche principale selon l'axe x , avec un débit entrant Q_{xi} et la branche secondaire selon l'axe y , avec un débit entrant Q_{yi}) et une branche aval, selon l'axe x , alignée avec la branche principale. Chaque branche amont est connectée à un réservoir depuis lequel l'eau est pompée. L'eau passe ensuite à

travers un nid d'abeilles (en début de canal) afin de stabiliser chaque débit entrant. Les deux débits entrants se rencontrent dans la jonction et descendent dans la branche aval puis sont finalement collectés dans un réservoir. Un seuil à crête étroite se trouve à la fin de la branche aval (dont la longueur totale est de 2.6 m), seuil à hauteur h_d réglable afin de modifier la condition aval qui régit tout l'écoulement (le nombre de Froude $Fr = 0.1$, on est en régime fluvial donc régit par la condition aval). La circulation d'eau est maintenue en pompant l'eau depuis le réservoir aval vers les deux réservoirs amont. Les deux débits entrant sont mesurés grâce à des débitmètres électromagnétiques. Les trois paramètres régissant la configuration de l'écoulement sont les deux débits entrants Q_{xi} et Q_{yi} et la hauteur d'eau dans la branche aval, contrôlée par le seuil. Du fait de la friction négligeable aux parois (la rugosité a été estimée égale à $k_s = 5.10^{-5}$ mètres), la hauteur d'eau est la même partout, avec une très légère dépression observable (maximum 3% de la hauteur du seuil h_d entre la branche amont et la branche aval).

Pour différents cas, les champs de vitesses horizontaux sont mesurés pour deux hauteurs différentes ($z = 3\text{cm}$, $z = 9\text{cm}$), utilisant la technique PIV. Des particules de polyamide (50 μm de diamètre) sont ajoutées à l'eau. Un générateur de lumière blanche associé à un dispositif optique spécifique permet d'obtenir une couche de lumière d'environ 5 mm à l'élévation désirée. Le tout est filmé par une caméra CCD (1280x1960 pixels), connectée à un ordinateur, placée 1.5 m au-dessus de la surface libre. En plongeant le dispositif expérimental dans le noir complet, on peut donc enregistrer le mouvement des particules à la hauteur éclairée à une fréquence fixe de 30 Hz, pendant 133 secondes, avec une résolution horizontale de 0.5 mm. Un logiciel commercial (Davis de Lavisio) permet de corriger les distorsions optiques et de calculer le champ de vitesses moyen. La répétabilité, la convergence dans le temps et la cohérence spatiale des vitesses mesurées ont été vérifiées, nous donnant une incertitude estimée à 5 mm/s sur les vitesses mesurées.

3 cas menés expérimentalement ont été choisis pour les campagnes de simulations, dont le détail est rappelé dans le Tableau 2. Ces trois cas ont servi de base pour comparer de nombreuses stratégies de modélisation (combinaison loi de paroi/modèle de turbulence – 18 simulations par cas, influence des schémas de discrétisation spatiale et temporelle – 9 simulations par cas, influence du choix de couplage pression-vitesse – 3 simulations par cas).

Tableau 2. Récapitulatif des cas menés expérimentalement choisis pour l'étude numérique. Q principal renvoie au débit entrant dans la branche principale, Q secondaire au débit entrant dans la branche secondaire.

	Cas 1	Cas 2	Cas 3
Q principal (L/s)	2	1	3
Q secondaire (L/s)	2	3	1

En complément de ces données de laboratoire, on utilise les données mis à disposition par Weber *et al.* (2001) dont le canal de jonction est beaucoup plus grand (0.91 m de large) afin de pouvoir évaluer la possible généralisation de nos conclusions à des échelles plus grandes.

II. Débits et vitesses au niveau d'une bifurcation

Il s'agit du même dispositif expérimental que pour les jonctions, avec quelques changements pour les besoins de l'expérience. Les expériences sont également réalisées dans le cadre du Laboratoire de Mécanique des Fluides et d'Acoustique (LMFA), à l'Université de Lyon (INSA-Lyon, France). Le

dispositif est représenté en Figure 32. Il consiste en 3 canaux horizontaux, chacun de longueur $L = 2$ m et de largeur $b = 0.3$ m. Ils forment une intersection à 90° , avec une branche amont (la branche principale, selon l'axe x), avec un débit entrant Q et deux branches aval (la branche latérale, selon l'axe y , et une branche alignée avec la branche principale, selon l'axe x). La branche principale est connectée à un réservoir depuis lequel l'eau est pompée pour assurer le débit entrant. L'eau passe à travers une structure en nid d'abeilles afin de stabiliser rapidement l'écoulement, obtenant ainsi un profil de vitesses parfaitement développé avant la bifurcation. L'écoulement descend le long de la branche principale se sépare en deux au niveau de la bifurcation, allant dans chacune des branches situées à l'aval pour être au final collecté dans deux réservoirs situés au bout de chacune des branches aval. Le réservoir latéral est connecté au réservoir aval de la branche principale et la circulation d'eau est maintenue en pompant l'eau depuis le réservoir de la branche principale vers le réservoir d'entrée. Un seuil fini chacune des branches aval afin de régler les conditions à l'aval. Le débit d'entrée est mesuré par un débitmètre électromagnétique. Les trois paramètres gouvernant l'écoulement sont : le débit d'entrée, les hauteurs d'eau, contrôlées par les seuils de chaque branche aval. La hauteur de ces seuils est déterminante dans la structure d'écoulement. Ce dispositif expérimental est expliqué plus en détail dans Mignot *et al.* (2012).

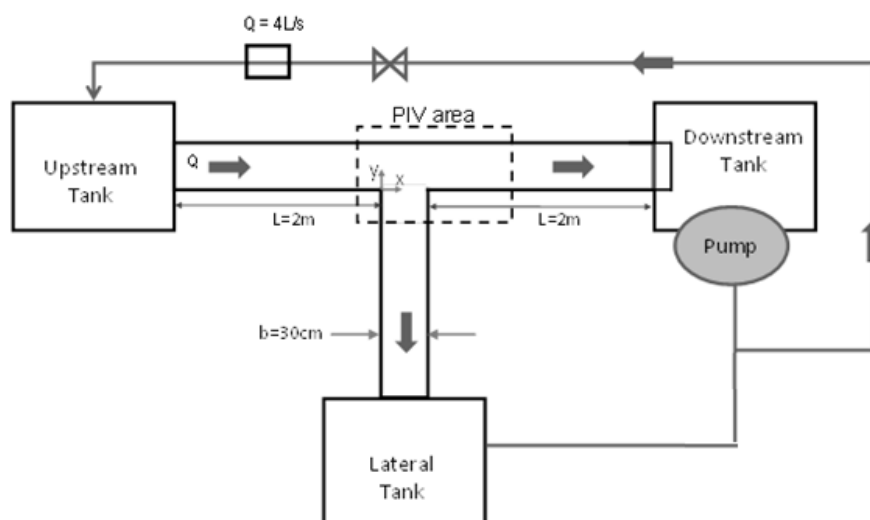


Figure 32. Schéma du dispositif expérimental.

Pour ce dispositif, 4 cas menés expérimentalement ont été sélectionnés pour l'étude numérique, cas décrits dans le Tableau 3.

Tableau 3. Tableau récapitulatif des cas de bifurcations menés expérimentalement choisis pour l'étude numérique.

	Cas 1 (E22)	Cas 2 (E20)	Cas 3 (E18)	Cas 4 (E1)
Débit entrant (L/s)	4	4	4	4
Seuil latéral (cm)	1.22	2.22	3.23	9.81
Seuil principal (cm)	3.45	2.58	1.84	9.81
Débit latéral déversé (L/s)	3.18	2.05	0.91	2.05

Pour les 4 cas, on dispose des hauteurs dans les canalisations situées à l'amont, à l'aval et dans la bifurcation, ainsi que des débits déversés dans la branche latérale. En revanche, on ne dispose des

données PIV que pour le cas 4, pour deux élévations ($z = 4$ cm et $z = 9$ cm). L'obtention des données PIV suit le même protocole que celui décrit dans la partie jonction (voir partie précédente).

III. Sites OTHU (Observatoire de Terrain en Hydrologie Urbaine)

1) Conduite de Chassieu

Il s'agit d'une conduite circulaire de 1,6 mètre de diamètre, de 52 mètres de long, de pente 1% et qui présente une rugosité variable (voir Figure 33). De plus, à une dizaine de mètres de son embouchure, on peut observer un venturi, qui sert à gonfler la ligne d'eau afin de faciliter les prélèvements effectués pour la surveillance de la qualité des eaux pluviales véhiculées dans cette conduite. Pour cette conduite, on dispose également des hauteurs d'eau et des vitesses moyennes à différents points, mesurées toutes les 2 minutes depuis 2004. On a donc énormément de données, avec de la redondance.



Figure 33. Canalisation de chassieu.

On peut distinguer les différentes zones de rugosité : la partie immergée en permanence est la plus lisse, la partie qu'on voit encore humide sur la photo (Figure 33) est déjà moins humide, mais est recouverte d'un biofilm. La partie au-dessus, que l'on identifie principalement à la couleur est encore plus rugueuse. Ce site présente donc de nombreux avantages dans le cas de notre étude : une géométrie relativement simple, pour laquelle on observe une courbe de remous de type S3 et un ressaut hydraulique causé par la présence d'un venturi.

C'est ce site qui nous a également servi de base pour l'étude sur le choix de la fraction volumique à suivre pour obtenir la bonne représentation de la surface libre (voir **Annexe A**).

2) Déversoir d'Ecully

Il s'agit d'un déversoir d'orage avec un seuil de biais (ni latéral, ni frontal, voir Figure 34), pour lequel on dispose des mesures de hauteurs d'eau et de vitesses dans la canalisation amont, ainsi que dans la canalisation de décharge. La pente de la canalisation amont est de 2.7 %, la courbe de remous

observée typique est une S3. Le régime permanent et uniforme est rapidement atteint, on obtient la hauteur normale très tôt dans la conduite. On a donc un écoulement torrentiel, rapide, présentant des phénomènes d'eau blanche, phénomènes difficilement pris en compte par la modélisation 3D, notamment par le modèle VOF de capture de surface libre. C'est un site qui nous a permis de mettre à l'épreuve les modèles RANS en particulier. La méthodologie de modélisation a été mise en œuvre pour vérifier l'aptitude de l'approche RANS à représenter les écoulements in situ en régime torrentiel.



Figure 34. Déversoir d'Ecully.

IV. Conclusion

Les données expérimentales à disposition couvrent une large variété d'écoulements présents en réseau d'assainissement et répertoriés dans la bibliographie (pour les jonctions, bifurcations et déversoirs). On peut cependant noter que les données concernant les écoulements torrentiels sont essentiellement des données de terrain, dont la maîtrise est moins certaine et qui ont demandé une analyse critique, surtout lorsqu'on s'en est servi pour la validation des modèles. De plus, les données de terrain ne permettent de valider qu'un seul point de l'écoulement avec un unique couple hauteur vitesse en général, là où des données de laboratoire permettent une description plus détaillée de l'écoulement.

Pour établir notre méthodologie de mise en œuvre de l'approche RANS en réseau d'assainissement, nous utiliserons dans un premier temps les données expérimentales de laboratoire concernant les jonctions et les bifurcations. En effet, ces données permettent d'établir de façon exhaustive les performances des modèles et d'analyser les différentes sensibilités des solutions RANS aux stratégies de modélisation. De plus, les deux ouvrages spéciaux (jonction et bifurcation) offrent un panel de

phénomènes assez large (zone de recirculation, contraction de l'écoulement, accélération, couche de mélange, zone de ralentissement, écoulement centrifuge, décollement, etc.).

Une fois la méthodologie définie, les données *in situ* seront mises à contribution pour démontrer la pertinence et l'efficacité de l'approche RANS. Les différents sites et pilotes proposent des écoulements qui mettent en avant des phénomènes très variés qui peuvent se recouper avec les phénomènes observés en jonction ou en bifurcation ou faire apparaître par exemple le ressaut hydraulique comme observé sur le site d'Ecully. Le point important lors de l'application de la méthodologie aux cas de terrain est la manière de valider la modélisation 3D, les données de terrain étant moins fiables et moins exhaustives. L'objectif de cette partie est de démontrer ce que peut apporter l'utilisation de la méthode RANS pour l'instrumentation des ouvrages spéciaux en réseau d'assainissement, en exploitant une masse de données importantes, incertaines et acquises en continu.

B. La méthode RANS

I. Equations RANS

L'équation de conservation de la masse est la suivante :

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial(\rho u_i)}{\partial x_i} = 0$$

Équation 12

L'équation de transport pour la quantité de mouvement est la suivante :

$$\frac{\partial u_i}{\partial t} + u_j \frac{\partial u_i}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left(v \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \right)$$

Équation 13

Avec :
 - ν , viscosité cinématique du fluide ($\nu = \frac{\mu}{\rho}$, $\nu = 1.10^{-6} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$ pour l'eau)
 - μ , viscosité dynamique du fluide ($= 1.10^{-3} \text{ kg} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{s}^{-1}$ pour l'eau)

A partir de la décomposition de Reynolds et de l'Équation 13, on obtient :

$$\frac{\partial}{\partial t} (\bar{u}_i + u'_i) + (\bar{u}_j + u'_j) \frac{\partial}{\partial x_j} (\bar{u}_i + u'_i) = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x_i} (\bar{P} + P') + \frac{\partial}{\partial x_j} \left(v \frac{\partial}{\partial x_j} (\bar{u}_i + u'_i) \right)$$

Équation 14

En moyennant cette équation et en prenant en compte le fait que $\bar{u}' = 0$ et que $\bar{\bar{u}} = \bar{u}$, on obtient au final l'Équation 15.

$$\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial t} + \bar{u}_j \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial \bar{P}}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left(v \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} \right) - \frac{\partial}{\partial x_j} (\overline{u'_i u'_j})$$

Équation 15

Le dernier terme de cette équation vient de la moyenne du terme non linéaire de convection, de la vitesse fluctuante.

Enfin, l'équation de conservation de l'énergie est la suivante :

$$\frac{\partial \bar{e}_c}{\partial t} + \bar{u}_j \frac{\partial \bar{e}_c}{\partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left(-\frac{1}{\rho} \bar{u}_j \bar{P} + (2\nu \bar{S}_{ij} - \overline{u'_i u'_j}) \bar{u}_i \right) - (2\nu \bar{S}_{ij} - \overline{u'_i u'_j}) \bar{S}_{ij}$$

Équation 16

avec :

$$\bar{S}_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{u}_j}{\partial x_i} \right)$$

Équation 17

La transition entre un écoulement laminaire et turbulent est due à la prépondérance du terme d'agitation turbulente $\overline{u'_i u'_j}$ (terme de transport convectif) sur le terme de la dissipation visqueuse $-2\nu \bar{S}_{ij}$ (terme de transport diffusif).

À partir d'ici, nous nous confrontons à un problème de fermeture du système d'équations. Le calcul du terme $\overline{u'_i u'_j}$ ne peut se faire sans faire apparaître des dérivées d'ordre supérieur qui, lors de leur explicitation font également apparaître des ordres supérieur et ainsi de suite. Ceci est un problème de fermeture, dû à la non-linéarité des équations dynamiques. Nous avons besoin d'informations supplémentaires pour pouvoir décrire le phénomène. Ces informations dépendent du modèle de turbulence choisi et de la manière dont ce dernier décrit le tenseur de Reynolds, défini ci-après :

$$\sigma'_{ij} = -\rho \overline{u'_i u'_j}$$

Équation 18

II. Modèles de turbulence testés

Cette partie décrit les principales équations des modèles de turbulence qui ont été testés au cours de cette thèse.

1) Modèle k-ε standard

Il a été défini par Launder et Spalding (1972). Ce modèle clos le système en utilisant la forme suivante pour le tenseur de Reynolds :

$$\rho u'_i u'_j = \rho \frac{2}{3} k \delta_{ij} - \mu_t \left(\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} + \bar{u}_j \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} \right) + \frac{2}{3} \mu_t \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_i}$$

Équation 19

Où :

$$k = \frac{1}{2} \sum_i u_i'^2$$

Équation 20

Dans cette expression, k est l'énergie cinétique turbulente et μ_t est la viscosité turbulente. Cette relation est similaire à celle du tenseur de cisaillement dans les écoulements laminaires. Avec ce modèle, l'équation de conservation de la quantité de mouvements est obtenue à partir de celle d'un écoulement laminaire, en remplaçant la viscosité moléculaire μ par une viscosité efficace (Ansys, 2011) :

$$\mu_{eff} = \mu + \mu_t$$

Équation 21

Ce qui nous mène à :

$$\rho \left(\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial t} + \bar{u}_j \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} \right) = - \frac{\partial P}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j} (\mu + \mu_t) \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} + \rho g_i$$

Équation 22

Ainsi, le problème devient la détermination de la viscosité turbulente et de l'énergie cinétique turbulente. Pour y parvenir, le modèle a deux hypothèses :

- la turbulence est isotrope ;
- la viscosité turbulente est obtenue en multipliant une échelle de vitesse par une échelle de longueur, propres à la turbulence.

Ces deux échelles sont :

- échelle de vitesse : \sqrt{k}
- échelle de longueur : $\frac{\sqrt{k^3}}{\varepsilon}$

Ces hypothèses nous amènent à l'expression suivante de μ_t :

$$\mu_t = \rho C_\mu \frac{k^2}{\varepsilon}$$

Équation 23

où C_μ est une constante déterminée empiriquement.

La modélisation de la turbulence est alors réduite à la détermination de deux inconnues supplémentaires : l'énergie cinétique turbulente et son taux de dissipation. Ces deux équations sont obtenues en utilisant leurs équations de transport (Équation 24 et Équation 25).

$$\frac{\partial}{\partial t} (\rho k) + \frac{\partial}{\partial x_i} (\rho \bar{u}_i k) = \frac{\partial}{\partial x_i} \left(\frac{\mu_t}{\sigma_k} \frac{\partial k}{\partial x_i} \right) + \mu_t \left(\frac{\partial \bar{u}_j}{\partial x_i} + \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} \right) \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_i} - \rho \varepsilon$$

Équation 24

$$\frac{\partial}{\partial t} (\rho \varepsilon) + \frac{\partial}{\partial x_i} (\rho \bar{u}_i \varepsilon) = \frac{\partial}{\partial x_i} \left(\frac{\mu_t}{\sigma_\varepsilon} \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_i} \right) + \left(C_{1\varepsilon} \mu_t \left(\frac{\partial \bar{u}_j}{\partial x_i} + \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} \right) - C_{2\varepsilon} \rho \varepsilon \right) \frac{\varepsilon}{k}$$

Équation 25

Tous les coefficients sont déterminés empiriquement et peuvent avoir des valeurs différentes selon le code utilisé. Dans le cas particulier de FLUENT, ces valeurs sont décrites dans le Tableau 4.

Tableau 4. Valeurs des coefficients pour FLUENT.

$C_{1\varepsilon}$	$C_{2\varepsilon}$	σ_ε	σ_k	σ_h
1.44	1.92	1	1.3	0.9

Ce modèle nécessite une loi de paroi spéciale dans la zone de proche paroi, où l'hypothèse d'isotropie de la turbulence ne peut plus être appliquée.

2) Modèle k-ε RNG

Ce modèle est aussi un modèle à deux équations et est une version améliorée du modèle *k-ε standard*, décrit par Yakhot et Orszag (1986). Ce modèle repose sur la méthode mathématique de renormalisation, qui utilise une description spectrale et statistique de la turbulence. L'énergie turbulente est introduite dans le système physique à une grosse échelle, pour laquelle la dissipation visqueuse est négligeable. Le fluide génère alors des vortex en cascade, chacun d'eux créant un vortex d'échelle inférieure et dissipant de l'énergie par la même occasion. Ce processus se poursuit jusqu'à l'échelle minimale, appelée échelle de Kolmogorov, pour laquelle les vortex dissipent l'intégralité de l'énergie qu'ils transportent et donc ne peuvent plus créer de vortex à une échelle inférieure. La procédure de calcul est décrite par Lesne (1995). Les équations de ce modèle sont les suivantes :

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho k) + \frac{\partial}{\partial x_j}(\rho \bar{u}_i k) = \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\alpha_k \mu_{eff} \frac{\partial k}{\partial x_j} \right) + \bar{\tau}_{ij} \cdot \bar{S}_{ij} - \rho \varepsilon$$

Équation 26

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho \varepsilon) + \frac{\partial}{\partial x_j}(\rho \bar{u}_i \varepsilon) = \frac{\partial}{\partial x_j} \left(\alpha_\varepsilon \mu_{eff} \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} \right) + C_{\varepsilon 1} \frac{\varepsilon}{k} \bar{\tau}_{ij} \cdot \bar{S}_{ij} - C_{\varepsilon 2}^* \rho \frac{\varepsilon^2}{k}$$

Équation 27

Avec :

$$\begin{aligned} - \bar{\tau}_{ij} &= 2\mu_t \bar{S}_{ij} \\ - \bar{S}_{ij} &= \frac{1}{2} \left(\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{u}_j}{\partial x_i} \right) \\ - C_{\varepsilon 2}^* &= C_{\varepsilon 2} + \frac{C_\mu \eta^3 (1 - \frac{\eta}{\eta_0})}{1 + \beta \eta^3} \\ - \eta &= \frac{k}{\varepsilon} \sqrt{2 \bar{S}_{ij} \cdot \bar{S}_{ij}} \\ - \mu_{eff} &= \mu + \mu_t \end{aligned}$$

Ce modèle utilise des constantes, comme le modèle *k-ε standard*, mais à l'opposé de ce dernier, ces constantes sont théoriques et non empiriques. Ces constantes sont décrites dans le Tableau 5.

Tableau 5. Constantes utilisées par le modèle *k-ε RNG*.

α_k	α_ε	$C_{\varepsilon 1}$	$C_{\varepsilon 2}$	η_0	β	C_μ
1.39	1.39	1.42	1.68	4.38	0.012	0.085

3) Modèle k-ε Realizable

Le modèle *k-ε Realizable* est une version modifiée du modèle *k-ε standard*, développée par Shih *et al.* (1995), avec des changements introduits dans le but de prendre en compte la physique associée au développement de la turbulence au sein des écoulements. Le changement principal concerne la viscosité turbulente. L'expression utilisée est la suivante :

$$\mu_t = \frac{\frac{k^2}{\varepsilon}}{A_0 + A_s \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_i} \frac{k}{\varepsilon}}$$

Équation 28

Les valeurs de A_0 et A_s sont déterminées dans le but d'avoir un équilibre entre la production et la dissipation. Ce qui nous donne :

$$A_0 = 4.04 \quad A_s = \frac{3}{\sqrt{2}}$$

Équation 29

Ces changements permettent, entre autres, d'assurer la positivité de chaque composante de l'énergie cinétique turbulente (conditions dites « réalistes » d'où le nom *Realizable*).

4) Modèle k- ω standard

C'est le deuxième modèle de turbulence le plus utilisé, après le modèle *k- ε standard*, introduit par Saffmen et popularisé par Wilcox (Ferziger et Peric, 2002). Il utilise $\omega = \varepsilon/k$ comme seconde variable. On obtient alors :

$$\mu_t = \rho \frac{k}{\omega}$$

Équation 30

Les équations de transport pour k et ω sont (Wilcox, 1988) :

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho k) + \frac{\partial}{\partial x_j}(\rho \bar{u}_j k) = \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\mu + \frac{\mu_t}{\sigma_k} \right) \frac{\partial k}{\partial x_j} \right] + P_k - \beta^* \rho k \omega$$

Équation 31

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho \omega) + \frac{\partial}{\partial x_j}(\rho \bar{u}_j \omega) = \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\mu + \frac{\mu_t}{\sigma_\omega} \right) \frac{\partial \omega}{\partial x_j} \right] + \alpha P_k \frac{\omega}{k} - \beta \rho \omega^2$$

Équation 32

Avec :
$$-P_k = \left(2\mu_t S_{ij} \cdot S_{ij} - \frac{2}{3} \rho k \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \delta_{ij} \right)$$

Les constantes du modèle *k- ω standard* sont présentées dans le Tableau 6.

Tableau 6. Constantes utilisées dans le modèle k- ω standard.

α	β	β^*	σ_k	σ_ω	ε
5/9	0.075	0.09	2	2	$\beta^* \omega k$

5) Modèle k- ω SST

Menter (1992a) a noté que le modèle *k- ε standard* était meilleur dans les zones pleinement turbulentes de l'écoulement que le modèle *k- ω standard*, mais moins performant en proche paroi, particulièrement avec des gradients de pression négatifs. C'est pourquoi il a proposé le modèle k- ω SST qui fonctionne comme un modèle hybride, entre les modèles *k- ε* et *k- ω* . L'équation pour k est la

même que pour le modèle $k-\omega$ *standard* (voir Équation 31) et l'équation pour ω (Équation 32) devient :

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho\omega) + \frac{\partial}{\partial x_j}(\rho\bar{u}_j\omega) = \frac{\partial}{\partial x_j} \left[\left(\mu + \frac{\mu_t}{\omega_1} \right) \frac{\partial \omega}{\partial x_j} \right] + \gamma_2 \left(2\rho S_{ij} \cdot S_{ij} - \frac{2}{3} \rho \omega \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \delta_{ij} \right) - \beta_2 \rho \omega^2 + \frac{\rho}{\sigma_{\omega,2} \omega} \frac{\partial k}{\partial x_j} \frac{\partial \omega}{\partial x_j}$$

Équation 33

L'Équation 33 diffère de l'Équation 32 de par l'expression du terme P_k et de par l'ajout d'un terme dans le second membre de l'Équation 33, dit terme de diffusion croisée. Les constantes du modèle $k-\omega$ -SST sont décrites dans le Tableau 7.

Tableau 7. Constantes du modèle $k-\omega$ SST.

σ_k	$\sigma_{\omega,1}$	$\sigma_{\omega,2}$	γ_2	β_2	β^*
1.0	2.0	1.17	0.44	0.083	0.09

6) Modèle RSM

Ce modèle combine les équations de transport pour chaque composant du tenseur de Reynolds et une équation de transport pour le taux de dissipation de l'énergie cinétique de turbulence. Des lois de paroi sont utilisées pour déterminer les contraintes et les valeurs de ϵ dans la zone de proche paroi.

Ce modèle est bien plus chronophage que les modèles de type $k-\epsilon$ (*standard*, *RNG* ou *Realizable*) parce qu'il résout 5 équations de plus. Cependant, alors que les modèles $k-\epsilon$, avec leurs hypothèses de viscosité turbulente isotrope, ne s'adapte pas à des écoulements complexes, particulièrement à forts vortex (Cokljat et Younis, 1995), le modèle RSM est vraiment fait pour de telles situations.

III. Loi de paroi

Pour représenter une paroi, la condition de non-glissement est la plus appropriée (vitesses tangentielles au mur nulles). De même la vitesse normale est nulle à cette condition limite. Pour les autres variables, des termes sources spécifiques sont construits, en accord avec le type d'écoulement (laminaire ou turbulent). Le champ moyen des vitesses est bien évidemment impacté par la condition de non glissement qui doit être satisfaite à la paroi. Du fait de la présence de cette paroi, le comportement de l'écoulement et la structure de la turbulence sont très différents de ce qui se passe loin de la paroi et les modèles de turbulence ne sont plus valides (à l'exception des modèles de type $k-\omega$, qui ne nécessite pas de loi de paroi). Les parois sont donc traitées à l'aide d'un modèle complémentaire. En proche paroi, l'écoulement est influencé par les effets visqueux et la vitesse moyenne de l'écoulement U dépend de la distance à la paroi y , la densité du fluide ρ , la viscosité du fluide μ et de la contrainte de cisaillement à la paroi τ_w . On définit deux grandeurs adimensionnelles, y^+ (Équation 8) et u^+ (Équation 34).

$$u^+ = \frac{U}{u^*}$$

Équation 34

Dans la sous-couche visqueuse, on peut faire l'approximation suivante :

$$u^+ = y^+$$

Dans la zone tampon, on a la relation suivante :

$$u^+ = \frac{1}{\kappa} \ln(Ey^+)$$

Avec :
 - κ = constante de Von Kármán (= 0.4187)
 - E = constante empirique (= 9.793)

Le passage du comportement associé à la sous-couche visqueuse à la loi valable dans la zone tampon est illustré à la Figure 35.

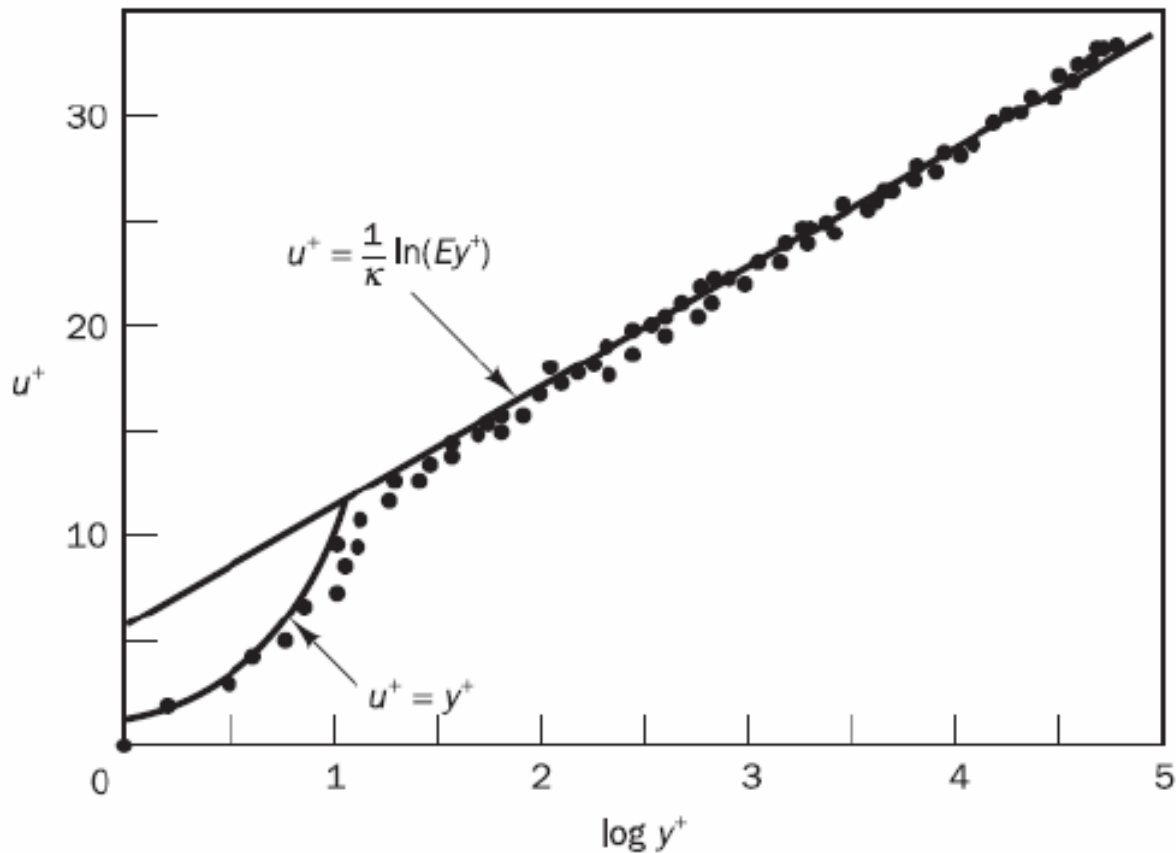


Figure 35. Relation entre u^+ et y^+ (Versteeg et Malalasekera, 2007).

1) Loi de paroi Standard

La loi de paroi standard repose sur les travaux de Launder et Spalding (1974) et est la plus largement utilisée d'après Rodi (2000). L'application de cette loi nécessite un y^+ tel que le centre de la première maille en partant de la paroi ne soit pas dans la sous-couche visqueuse, mais dans la zone logarithmique (y^+ compris entre 30 et 100 d'après Rodi, 2000). Dans le code commercial Ansys Fluent, cette loi subit une adaptation (voir Ansys, 2011) :

$$U^* = \frac{1}{\kappa} \ln(Ey^*)$$

Où :

$$U^* \equiv \frac{U_P C_\mu^{1/4} k_P^{1/2}}{\tau_w / \rho}$$

Équation 38

$$y^* \equiv \frac{\rho C_\mu^{1/4} k_P^{1/2} y_P}{\mu}$$

Équation 39

- Avec :
- U_p = vitesse moyenne du fluide au point de proche paroi P
 - k_p = énergie cinétique de turbulence au point de proche paroi P
 - y_p = distance du point P à la paroi
 - μ = viscosité dynamique du fluide

Pour l'applicabilité de cette loi, la borne inférieure de y^* est 11.225, la borne supérieure dépend du nombre de Reynolds.

2) Loi de paroi Scalable

La loi de paroi *scalable* a été conçue afin d'éviter la détérioration des résultats numériques de la loi de paroi standard lors de l'affinage du maillage dans la zone de proche paroi ($y^* < 11$). Cette loi de paroi permet d'obtenir des résultats cohérents même pour des maillages très denses près des parois. Pour des maillages plus lâches tels que $y^* > 11$, cette loi de paroi est identique à la loi de paroi standard.

Le principe de la loi de paroi *scalable* est de limiter les valeurs de y^* utilisées dans la loi logarithmique à 11.225 (dos Santos *et al.*, 2009). On y parvient en introduisant une limite dans le calcul de y^* , telle que :

$$y^{*\sim} = \text{MAX}(y^*, y_{limit}^*)$$

Équation 40

- où :
- $y_{limit}^* = 11.225$.

3) Loi de paroi enhanced

La loi de paroi *enhanced* sépare la région de proche paroi en deux zones : une sous-couche visqueuse et une zone de pleine turbulence. Dans la sous-couche visqueuse, seule l'équation k est résolue, tandis que dans la zone de pleine turbulence, le modèle de turbulence (de type $k-\varepsilon$ ou *RSM*) est appliqué. Le terme de distance à la paroi est utilisé pour déterminer l'interface entre ces deux zones. En général, cette approche requiert un maillage très fin près des parois, avec un y^+ de l'ordre de 1. Cette approche est adaptée pour des écoulements à bas nombre de Reynolds, qui présentent des phénomènes complexes en proche paroi. Il est à noter que cette méthode demande plus de ressources pour les calculs, du fait de la nécessité d'avoir un maillage fin près des parois (El Gharbi *et al.*, 2011).

4) Loi de paroi non-equilibrium

Cette loi de paroi a été développée par Kim et Choudhury (1995). La particularité de la loi de paroi *non-equilibrium* repose sur la modification de la loi logarithme de Launder et Spalding (1974) afin qu'elle puisse prendre en compte les gradients de pression. La loi logarithme de Launder et Spalding

(1974) modifiée afin de prendre en compte les gradients de pression, s'exprime de la manière suivante :

$$\frac{\tilde{U} C_{\mu}^{1/4} k^{1/2}}{\tau_w / \rho} = \frac{1}{\kappa} \ln \left(E \frac{\rho C_{\mu}^{1/4} k^{1/2} y}{\mu} \right)$$

Équation 41

où :

$$\tilde{U} = U - \frac{1}{2} \frac{dp}{dx} \left[\frac{y_v}{\rho \kappa \sqrt{k}} \ln \left(\frac{y}{y_v} \right) + \frac{y - y_v}{\rho \kappa \sqrt{k}} + \frac{y_v^2}{\mu} \right]$$

Équation 42

et y_v est l'épaisseur de la sous-couche visqueuse physique, calculée comme suit :

$$y_v \equiv \frac{\mu y_v^*}{\rho C_{\mu}^{1/4} k^{1/2}}$$

Équation 43

où $y_v^* = 11.225$.

IV. Solveur

Dans la plupart des codes de calcul CFD, Il est possible de sélectionner les solveurs *pressure-based* ou *density-based*. Le premier est adapté aux cas d'écoulements des fluides incompressibles véhiculés en réseaux d'assainissement. Lipeme Kouyi (2004) ou Isel (2013) ont sélectionné le solveur *pressure-based* pour étudier les écoulements au niveau des déversoirs d'orage latéraux. D'après Karki et Patankar (1989) ou Rhie (1989), le solveur *density-based* est plutôt adapté aux écoulements compressibles.

La résolution des équations régissant la conservation de la masse et de la quantité de mouvement est faite à l'aide de la méthode des volumes finis. Les étapes de résolution sont :

- diviser le domaine en éléments discrets (volumes de contrôle),
- intégrer les équations sur chaque élément de volume afin de construire des équations algébriques pour les variables discrètes qui en dépendent comme la vitesse, la pression, etc.
- linéariser ces équations discrétisées, puis résoudre le système d'équations linéarisées afin d'actualiser les valeurs des variables discrètes citées ci-avant.

Le champ de vitesse est obtenu à partir des équations de conservation de la quantité de mouvement. Le champ de pression est obtenu en résolvant une équation de correction de pression qui est obtenue à partir des équations de continuité et de quantité de mouvement. Cette correction est opérée au moyen d'un processus itératif piloté par les algorithmes de couplage pression/vitesse. La détermination du champ de pression est à la base de la résolution du système d'équations.

V. Discrétisation

1) Méthodes des volumes finis

La méthode des volumes finis permet de convertir une équation générale de transport en une équation algébrique qui peut être résolue numériquement. Cette méthode consiste à intégrer l'équation de transport sur chaque volume de contrôle, donnant ainsi une équation discrète qui exprime une loi de conservation.

La discrétisation des équations régissant l'écoulement peut être illustrée en considérant l'équation de transport instationnaire d'une quantité scalaire ϕ , comme le démontre l'équation suivante :

$$\int_V \frac{\partial \rho \phi}{\partial t} dV + \oint \rho \phi \vec{v} \cdot d\vec{A} = \oint \Gamma_\phi \nabla \phi \cdot d\vec{A} + \int_V S_\phi dV$$

Équation 44

où :

- ρ = densité
- \vec{v} = vecteur vitesse
- $\vec{A} = \vec{n}A$ où A est la surface et \vec{n} la normale sortante
- Γ_ϕ = coefficient de diffusion pour ϕ
- ∇_ϕ = gradient de ϕ
- S_ϕ = source de ϕ par unité de volume

L'Équation 44 est appliquée à chaque volume de contrôle, ou cellule, du domaine de calcul, ce qui nous mène, pour un volume de contrôle donné, à :

$$\frac{\partial \rho \phi}{\partial t} V + \sum_f^{N_{faces}} \rho_f \vec{v}_f \phi_f \cdot \vec{A}_f = \sum_f^{N_{faces}} \Gamma_\phi \nabla \phi_f \cdot \vec{A}_f + S_\phi V$$

Équation 45

où :

- N_{faces} = nombre de faces de la cellule
- ϕ_f = valeur de ϕ à travers la face f
- $\rho_f \vec{v}_f \cdot \vec{A}_f$ = flux massique à travers la face f
- $\vec{A}_f = \vec{n}A_f$ où A_f est l'aire de la face f et \vec{n} la normale sortante
- $\nabla \phi_f$ = gradient de ϕ au niveau de la face f
- V = volume de la cellule
- Γ_ϕ = coefficient de diffusion

L'Équation 45, équation de transport discrétisée, contient la variable scalaire inconnue ϕ au centre de la cellule ainsi que ses valeurs approchées au niveau des faces des cellules voisines. Cette équation est généralement non linéaire. La méthode des volumes finis permet de la linéariser et on obtient :

$$a_p \phi = \sum_{nb} a_{nb} \phi_{nb} + b$$

Équation 46

où l'indice nb renvoie aux cellules voisines (neighbor cells), et a_p et a_{nb} sont les coefficients de linéarisation pour ϕ et ϕ_{nb} (valeur de ϕ approximée au niveau des faces des cellules voisines). On peut écrire une équation similaire pour chaque cellule du maillage ; ce qui nous donne un ensemble d'équations algébriques.

2) Discrétisation spatiale

Par défaut, la valeur de ϕ est stockée au centre des cellules, mais la valeur aux faces est nécessaire pour pouvoir calculer le flux ϕ_f de l'Équation 45 et elle est interpolée à partir de la valeur au centre. L'interpolation se fait au moyen d'un schéma amont. Plusieurs schémas ont été testés et sont détaillés ci-après.

a) First-order Upwind

Lorsqu'on utilise ce schéma de discrétisation, les quantités sur les faces des cellules sont déterminées en supposant que les valeurs au centre des cellules de chaque champ de variable représentent la valeur moyenne sur la cellule. Ainsi, les quantités aux faces sont égales aux quantités au centre et on a donc ϕ_f pris égal à la valeur de ϕ dans la cellule en amont.

b) Power-Law

Le schéma de discrétisation *Power-Law* interpole la valeur aux faces d'une variable ϕ , en utilisant une approximation similaire à la solution exacte d'une équation unidimensionnelle de convection-diffusion :

$$\frac{\partial}{\partial x}(\rho u \phi) = \frac{\partial}{\partial x} \Gamma \frac{\partial \phi}{\partial x}$$

Équation 47

où Γ et ρu sont constants sur l'intervalle Δx . On peut intégrer l'Équation 47 pour obtenir l'équation qui décrit la manière dont ϕ varie avec x :

$$\frac{\phi(x) - \phi_0}{\phi_L - \phi_0} = \frac{e^{(Pe \frac{x}{L})} - 1}{e^{(Pe)} - 1}$$

Équation 48

où :

- $\phi_0 = \phi|_{x=0}$
- $\phi_L = \phi|_{x=L}$
- Pe est le nombre de Peclet et vaut : $Pe = \frac{\rho \mu L}{\Gamma}$

c) Second-Order Upwind

Lorsqu'une précision d'ordre 2 est nécessaire, les quantités aux faces sont calculées en utilisant une approche de reconstruction linéaire multidimensionnelle. Avec cette méthode, on arrive à une précision d'ordre 2 aux faces grâce au développement en série de Taylor de la solution au centre de la cellule. Cela nous amène au calcul suivant pour ϕ_f :

$$\phi_f = \phi + \nabla \phi \cdot \vec{r}$$

Équation 49

où :

- ϕ_f est la valeur au niveau de la face
- ϕ est la valeur au centre
- $\nabla\phi$ est le gradient de ϕ dans la cellule amont
- \vec{r} est le vecteur déplacement du centroïde de la cellule amont vers le centroïde de la face

d) Schéma QUICK

Ce schéma est disponible pour des maillages hexaédriques, et fournit une valeur de la variable ϕ transportée à ma face avec une précision d'ordre supérieur. Les schémas de type *QUICK*, développés par Leonard et Mokhtari (1990), sont basés sur une moyenne pondérée de *Second-Order-Upwind* et d'interpolation centrale de la variable. Dans la Figure 36, si l'écoulement va de gauche à droite, on calcule ϕ_e , valeur de la variable ϕ à la face e , de la manière suivante :

$$\phi_e = \theta \left[\frac{S_d}{S_c + S_d} \phi_P + \frac{S_c}{S_c + S_d} \phi_E \right] + (1 - \theta) \left[\frac{S_u + 2S_c}{S_u + S_c} \phi_P - \frac{S_c}{S_u + S_c} \phi_W \right]$$

Équation 50

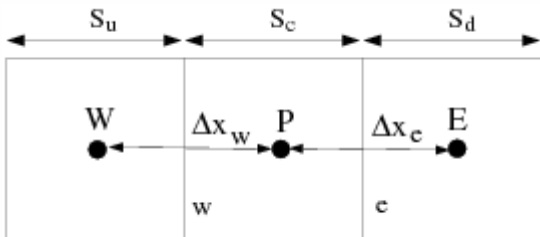


Figure 36. Schéma de principe, pour le calcul de ϕ_e en utilisant le schéma QUICK.

Si $\theta = 1$, dans l'Équation 44, alors cette équation représente une interpolation centrée de deuxième ordre. Si $\theta = 0$, alors on obtient un schéma *Second-Order Upwind*. Un schéma *QUICK* traditionnel utilise la valeur $\theta = 1/8$.

Ce schéma sera plus précis pour des maillages structurés, alignés dans le sens de l'écoulement.

e) Schéma du troisième ordre : MUSCL

Ce schéma de troisième ordre a été conçu à partir du *MUSCL* (Monotone Upstream Centered Schemes for Conservation Laws) originel, de Van Leer (1979) en combinant un schéma différences centré et un schéma décentré avant, de la manière suivant :

$$\phi_f = \theta \phi_{f,DC} + (1 - \theta) \phi_{f,SOU}$$

Équation 51

Avec $\phi_{f,DC}$ la composante différences centrées et $\phi_{f,SOU}$ la composante *Second-Order Upwind*.

À la différence du schéma *QUICK*, le schéma *MUSCL* s'applique à tous les types de maillage et non seulement aux maillages structurés hexaédriques. Par rapport au *Second-Order Upwind*, le schéma *MUSCL* a le potentiel pour améliorer la précision spatiale pour n'importe quel type de maillage en réduisant la diffusivité numérique, particulièrement pour les écoulements 3D complexes.

f) Modified HRIC

Pour les simulations utilisant le modèle *VOF* (Volume Of Fluid) de Hirt et Nichols (1981), les schémas amont sont généralement inadaptés à la capture de l'interface, du fait de leur nature trop diffusive. Les schémas centrés, bien que capable de capturer la netteté de l'interface, ne sont pas bornés et peuvent aboutir à des résultats physiquement impossibles. La méthode *Modified HRIC* est un schéma composite qui consiste à combiner de manière non linéaire des schémas décentrés (Muzafferija *et al.*, 1998).

Cette méthode calcule dans un premier temps la fraction volumique normalisée de la cellule ϕ_c , qui sera utilisée pour trouver la valeur normalisée $\tilde{\phi}_f$ de la face :

$$\tilde{\phi}_f = \frac{\phi_D - \phi_U}{\phi_A - \phi_U}$$

Équation 52

Avec A , la cellule qui accepte le flux, D la cellule qui donne le flux et U la cellule amont (Upwind). On a également :

$$\tilde{\phi}_f = \begin{cases} \tilde{\phi}_c & \tilde{\phi}_c < 0 \text{ ou } \tilde{\phi}_c > 1 \\ 2\tilde{\phi}_c & 0 \leq \tilde{\phi}_c \leq 0.5 \\ 1 & 0.5 \leq \tilde{\phi}_c \leq 1 \end{cases}$$

Équation 53

Si la cellule amont n'est pas disponible, une valeur extrapolée est prise pour ϕ_U .

Cependant, si on utilise directement les valeurs de $\tilde{\phi}_f$, on observe l'apparition d'ondulations à l'interface, si l'écoulement est parallèle à l'interface. Pour pallier à ce problème, le schéma *Ultimate QUICKEST*, développé par Leonard (1991), basé sur l'angle entre la normale à la surface et la normale de l'interface, peut être proposé :

$$\phi_f^{\bar{U}Q} = \begin{cases} \tilde{\phi}_c & \tilde{\phi}_c < 0 \text{ ou } \tilde{\phi}_c > 1 \\ \text{MIN} \left(\tilde{\phi}_f, \frac{6\tilde{\phi}_c + 3}{8} \right) & 0 \leq \tilde{\phi}_c \leq 1 \end{cases}$$

Équation 54

Ce qui nous amène à une valeur corrigée de la fraction volumique à la face f , $\tilde{\phi}_f^*$:

$$\tilde{\phi}_f^* = \tilde{\phi}_f \sqrt{\cos\theta} + (1 - \sqrt{\cos\theta}) \phi_f^{\bar{U}Q}$$

Équation 55

où :

$$\cos\theta = \frac{\nabla\phi \cdot \vec{d}}{|\nabla\phi| |\vec{d}|}$$

Équation 56

et \vec{d} est le vecteur connectant les centres des cellules adjacentes à la face f .

La fraction volumique à la face est alors obtenue à partir des valeurs normalisées calculées ci-avant :

$$\phi_f = \tilde{\phi}_f^*(\phi_A - \phi_U) + \phi_U$$

Équation 57

La méthode *Modified HRIC* doit donner des résultats plus précis pour les calculs du *VOF* que ce que l'on peut obtenir avec les schémas *QUICK* et *Second-Order Upwind*.

VI. Couplage Pression-Vitesse

Le couplage pression vitesse est obtenu en utilisant l'équation de continuité discrétisée (Équation 45), de laquelle on dérive une condition additionnelle pour la pression. Plusieurs algorithmes sont disponibles dans les codes CFD, parmi lesquelles nous avons : *SIMPLE*, *SIMPLEC*, *PISO*.

1) SIMPLE (Semi-Implicit Method for Pressure-Linked Equations)

L'algorithme *SIMPLE* utilise une relation entre la vitesse et des corrections de pression afin de forcer la conservation de la masse et obtenir le champ de pression.

Si l'équation de conservation de la quantité de mouvement est résolue avec un champ de pression supposé p^* , le flux résultant d'une face f , $J_f^* (= \rho_f \vec{v}_f \cdot \vec{A}_f)$ est tel que :

$$J_f^* = \hat{J}_f + d_f(p_{c0}^* - p_{c1}^*)$$

Équation 58

Où :

- \hat{J}_f , le flux résultant d'une face
- p_{c0}^* et p_{c1}^* sont les pressions associées à chaque cellule qui sont de part et d'autre de la face f
- d_f , une fonction de $\overline{a_p}$, qui est une moyenne des coefficients a_p de l'Équation 46.

L'Équation 58 ne satisfait pas la conservation de la masse. On ajoute donc une correction J_f' à J_f^* afin que le flux corrigé $J_f (= J_f^* + J_f')$ puisse satisfaire l'équation de continuité. L'algorithme *SIMPLE* considère l'expression suivante pour J_f' :

$$J_f' = d_f(p'_{c0} - p'_{c1})$$

Équation 59

avec : - p'_{c0} et p'_{c1} , les pressions corrigées dans les cellules de part et d'autre de la face f .

L'algorithme *SIMPLE* substitue l'expression de J_f et l'Équation 59 dans l'équation de continuité discrète (Équation 45), afin de dégager une équation discrétisée pour la correction de la pression p' dans la cellule. Ce qui mène à :

$$a_p p' = \sum_{nb} a_{nb} p'_{nb} + b$$

Équation 60

où le terme source b représente le débit net dans la cellule :

$$b = \sum_f^{N_{faces}} J_f^* A_f$$

Équation 61

Une fois la solution J_f trouvée, la pression dans la cellule ainsi que son flux aux faces sont corrigées de la manière suivante :

$$p = p^* + \alpha_p p'$$

Équation 62

$$J_f = J_f^* + d_f(p'_{c0} - p'_{c1})$$

Équation 63

Avec α_p , coefficient de sous-relaxation pour la pression. Le flux corrigé de la face f , J_f , satisfait l'équation de continuité à chaque itération.

2) SIMPLEC (SIMPLE-Consistent)

Cet algorithme est une variante de l'algorithme *SIMPLE*, proposée par Vandoormaal et Raithby (1984). La différence principale se trouve dans la définition de la correction du flux J'_f . L'expression est la même que pour l'Équation 62, mais d_f est redéfini en tant que fonction de $(a_p - \sum_{nb} a_{nb})$. Cette équation de correction modifiée accélère la convergence pour les problèmes où le couplage pression-vitesse est prépondérant.

3) PISO (Pressure-Implicit with Splitting of Operators)

Le schéma de couplage *PISO*, qui fait partie de la famille des algorithmes *SIMPLE*, est basé sur le plus haut degré de la relation approximée entre la vitesse et la pression. L'une des limitations de *SIMPLE* et *SIMPLEC* est que les vitesses et flux correspondant ne satisfont pas l'équilibre de quantité de mouvement après la résolution de l'équation de correction de pression. Cela oblige une résolution itérative jusqu'à ce que l'équilibre soit atteint. Afin d'améliorer les calculs, l'algorithme *PISO* ajoute deux corrections supplémentaires : la correction de voisinage et la correction de distorsion.

C. Méthodes d'analyse de sensibilité et évaluation des modèles

I. Sensibilités des modèles

1) La méthode de Monte-Carlo

a) Principe

Cette méthode a été proposée par Metropolis et Ulam (1949) et désigne de manière générale toutes méthodes visant à calculer une valeur numérique en utilisant des procédés aléatoires. Elle peut être utilisée par exemple pour obtenir des estimations d'intégrales de degré généralement supérieur à 1 ou encore en physique des particules, permettre l'évaluation de la sensibilité de certains capteurs ou encore la forme d'un signal.

Dans notre cas, cette méthode est intéressante pour estimer la propagation des incertitudes dans un modèle ou encore les paramètres influents du modèle. On considère les modèles CFD comme une boîte noire, revenant ainsi à avoir une fonction mathématique complexe, qui prend en compte des paramètres d'entrée et fournit des résultats de simulation. Ainsi, avec un grand nombre de simulations en faisant varier un paramètre en particulier de manière uniforme dans son intervalle de confiance, on peut observer de quelle manière l'incertitude sur ce paramètre se répercute sur l'incertitude des résultats en sortie. On peut donc suivre pour chaque paramètre, la propagation de l'incertitude dans le modèle, de manière probabiliste. On peut également, en répétant un grand nombre de fois la même simulation, obtenir une estimation de l'incertitude des sorties. De plus, en s'intéressant à la variation de la sortie par rapport à la variation de l'entrée considérée, on peut vite repérer les paramètres influents du modèle et mener ainsi une analyse de sensibilité.

b) Causes d'inapplicabilité

Le problème principal dans le cas qui nous intéresse, c'est le nombre de simulation requis par la méthode. En effet, ne serait-ce que pour un seul paramètre, si on veut obtenir des résultats intéressants et si l'on veut être conforme à la norme française portant sur la méthode de Monte-Carlo (norme française **FD X07-023 - Métrologie - Évaluation de l'incertitude de mesure par la méthode Monte Carlo - Principes et mise en oeuvre du supplément 1 au GUM**), il est nécessaire de faire plusieurs milliers de simulations. Outre le grand nombre de paramètres des modèles RANS et leur nature (géométrique et hydrauliques, ce qui induit un changement de maillage à chaque calcul, et donc des milliers de maillages à réaliser), le temps de calcul nécessaire est prohibitif. En effet, dans les plus courtes simulations réalisées, on atteint déjà la demi-journée de temps de calcul.

C'est pourquoi cette méthode, pourtant connue pour ses excellents résultats et sa robustesse, n'a pas été choisie.

2) Indices de Sobol

a) Introduction

L'analyse de sensibilité globale s'intéresse à la variabilité de la sortie du modèle dans l'intégralité de son domaine de variation. Pour ce faire, l'analyse globale s'intéresse à l'impact de la variabilité des entrées sur celle de la sortie, en déterminant quelle part de variance de la sortie est due à quelle entrée. Cette méthode met plus l'accent sur la variabilité de la sortie que sur sa valeur, contrairement à une analyse de sensibilité locale, qui va permettre d'étudier quantitativement l'impact d'une petite variation autour d'une valeur d'entrée sur la sortie et donc qui s'intéresse plus à la valeur de la sortie qu'à sa variabilité.

b) Méthode de calcul des indices de Sobol

Dans le cas d'une fonction f dont la forme analytique n'est pas connue (par exemple le processus de calcul des codes CFD qui, partant du maillage et des conditions hydrauliques initiales, nous amène au champ de vitesses, de hauteurs d'eau et de pressions, etc.) :

$$f: X \rightarrow f(X) = Y, X = (X_1, X_2 \dots X_i \dots X_n)$$

Équation 64

Avec :

- f , fonction de forme analytique inconnue
- X , vecteur des entrées
- Y , vecteur des sorties

Si l'on veut pouvoir se rendre compte de l'influence d'une variable particulière sur la variance de la sortie, on peut étudier de combien diminue la variance de la variable de sortie si on fixe une valeur de la variable d'intérêt. On obtient alors la valeur de la variance suivante :

$$V(Y|X_i = x_i^*)$$

Équation 65

Se pose alors le problème du choix de x_i^* , problème que l'on résout en considérant l'espérance de cette variance pour toutes les valeurs possibles de x_i^* :

$$E[V(Y|X_i)]$$

Équation 66

Plus la variable X_i sera importante, plus cette valeur sera petite. Si on considère la formule de la variance totale, on obtient :

$$V(Y) = V(E[Y|X_i]) + E[V(Y|X_i)]$$

Équation 67

De l'Équation 67, on peut donc en retirer que plus la valeur $V(E[Y|X_i])$ est grande, plus la variable sera importante. Afin de pouvoir utiliser un indice normalisé, on définit comme suit l'indice de Sobol d'ordre 1 :

$$S_i = \frac{V(E[Y|X_i])}{V(Y)}$$

Équation 68

Cet indice quantifie la part de variance de la sortie Y due à l'entrée X_i .

Sobol (1993) a également théorisé la définition d'indice de Sobol de degré supérieur, permettant d'exprimer l'influence de l'interaction de deux variables d'entrée ou plus, et que les interactions de rang inférieur ne peuvent expliquer (par exemple, l'indice de Sobol de degré 2 explicite la part de variance due à l'interaction de deux variables, part qui ne s'explique pas par les variables prises seules, l'indice de Sobol de degré 3 exprime la part de variance due à l'interaction de 3 variables, qui n'est pas expliquée par les variables seules ou les interactions des variables prises deux à deux). Pour plus d'informations, voir Jacques (2011).

À l'instar de la méthode Monte-Carlo, les indices de Sobol sont très lourds à mettre en place pour les cas qui nous intéressent. D'autant plus que l'un des paramètres d'entrée est le maillage. Comment faire varier un maillage dans son domaine d'incertitude ? Que faire varier dans le maillage (taille des mailles par rapport aux hauteurs d'eau, nombre de maille, forme des mailles) ? Les problèmes que soulève cette méthode nous incitent à nous tourner vers une solution plus simple dans un premier temps, pour éventuellement appliquer la méthode de Sobol sur un nombre de paramètres réduits que nous aurons jugés déterminant.

3) Méthodes de screening

Aussi appelée méthode de criblage, c'est un procédé simple qui consiste à faire une analyse qualitative de la sensibilité de la variable de sortie aux variables d'entrée. On peut pousser l'étude jusqu'à l'appréciation quantitative de cette sensibilité de la sortie, par rapport à des petites variations des variables d'entrée. La simplicité d'une telle approche nous permet d'étudier rapidement les nombreux paramètres identifiés, et nous donnera une première idée, plus ou moins complète, des sensibilités du modèle.

À partir des résultats de la méthode de *screening*, on pourra éventuellement faire une étude plus poussée, à l'aide des indices de Sobol par exemple.

II. Performances des modèles

1) Introduction

Afin de pouvoir évaluer les modèles testés, il faut définir de quelles façons on évalue les performances et s'assurer que cette évaluation nous donne une information fiable et complète. L'habitude de la communauté est généralement une appréciation qualitative générale du résultat de simulation, ainsi qu'un ordre d'idée de l'erreur moyenne. Les critères de qualité restent assez variés et une simulation est considérée comme acceptable quand l'erreur moyenne est en dessous de 20% (ce chiffre varie d'un papier à l'autre, allant de 5% à 20%). Il est également possible de donner un sens physique à cette erreur acceptable, comme par exemple lui imposer d'être inférieure aux incertitudes de mesures.

Il faut garder en tête que lorsqu'on parle d'évaluation des modèles, on s'intéresse généralement à une composante en particulier (champ de vitesses, hauteur d'eau, type de courbe de remous, courants secondaires, etc...). Par exemple, sur le cas de la jonction, on s'intéresse essentiellement aux champs de vitesses, alors que pour les simulations de la conduite de Chassieu, c'est la courbe de

remous et les hauteurs d'eau qui nous intéressent. Il est très difficile de tout représenter parfaitement. On s'attachera donc à associer à une performance de modèle le but dans lequel on réalise la modélisation.

2) Indices de performance utilisés : présentation, avantages et inconvénients

Afin d'évaluer les performances des modèles, nous avons choisi d'utiliser l'indice *RMS* (Root Mean Square) qui se définit comme suit :

$$RMS_{absolu} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (x_{sim,i} - x_{exp,i})^2}$$

Équation 69

Avec :

- n le nombre de point de mesure dont on dispose sur le domaine
- $x_{sim,i}$ la valeur de la variable x simulée au point i
- $x_{exp,i}$ la valeur de la variable x mesurée au point i

x est une variable de sortie qui nous intéresse particulièrement dans le cas qu'on considère. Cela peut être une hauteur d'eau, une vitesse selon x , y ou z , ou une vitesse moyenne, etc.

Cependant, selon Willmott et Matsuura (2005), cet indice est moins fiable que la moyenne absolue. Ainsi, pour avoir une idée de la performance absolue du modèle, on en restera à une erreur moyenne absolue :

$$MAE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |x_{sim,i} - x_{exp,i}|$$

Équation 70

Par contre, pour estimer l'erreur relative, on utilisera des indices *RMS* normalisés, car ces derniers ont l'avantage de nous donner une idée de l'erreur moyenne et de l'ordre de grandeur des erreurs extrêmes, cet indice étant particulièrement sensible aux valeurs extrêmes. On définit deux normalisations différentes, l'une par rapport à la valeur $x_{exp,i}$ l'autre par rapport à $\overline{x_{exp}}$, la moyenne des $x_{exp,i}$.

$$RMS_{x_{exp,i}} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left(\frac{x_{sim,i} - x_{exp,i}}{x_{exp,i}} \right)^2}$$

Équation 71

$$RMS_{\overline{x_{exp}}} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left(\frac{x_{sim,i} - x_{exp,i}}{\overline{x_{exp}}} \right)^2}$$

Équation 72

Le premier indice, $RMS_{x_{exp,i}}$, nous renseigne sur les erreurs des petites valeurs de x . En effet l'Équation 71 se comporte comme un filtre pour les erreurs sur les grandes valeurs de x . À l'inverse,

le deuxième indice, $RMS_{\overline{x_{exp}}}$, nous renseigne sur les erreurs des valeurs moyennes et importantes de x , l'Équation 72 filtrant cette fois les erreurs sur les petites valeurs de x . On va donc utiliser $RMS_{x_{exp,i}}$ pour évaluer la capacité des modèles à reproduire les faibles valeurs de la grandeur mesurée, pour lesquelles l'incertitude de mesure du capteur est de l'ordre de la grandeur mesurée (autorisant donc une incertitude relative de 100 %) et $RMS_{\overline{x_{exp}}}$ pour évaluer la capacité du modèle à représenter l'écoulement moyen.

Nous considérons que le modèle testé est performant si i) MAE est inférieure à deux fois l'incertitude de mesure du capteur utilisé pour les mesures, ii) si $RMS_{x_{exp,i}}$ est inférieur à 1 (ce qui nous donne une moyenne relative très inférieure au $RMS_{x_{exp,i}}$ et des valeurs d'erreurs extrêmes peu supérieures à 100% d'erreur) et iii) si $RMS_{\overline{x_{exp}}}$ est inférieur à 0.15, soit une erreur relative moyenne inférieure à 15 % sans gros écarts avec les valeurs d'erreur les plus élevées (qui iront alors jusqu'aux environs de 30 % très localement).

Il est également possible de définir d'autres critères de performances, basés par exemple sur le critère de Nash-Sutcliffe (Nash et Sutcliffe, 1970, Équation 73), très utilisé en hydrologie urbaine pour évaluer la capacité prédictive des modèles (voir par exemple Kim *et al.*, 2011 ; Petrucci *et al.*, 2012, Sun *et al.*, 2014).

$$E = 1 - \frac{\sum_{t=1}^T (X_0^t - X_m^t)^2}{\sum_{t=1}^T (X_0^t - \overline{X_0})^2}$$

Équation 73

Avec :

- E , la capacité prédictive du modèle, allant de $-\infty$ à 1, 1 étant une prédiction parfaite ;
- $\overline{X_0}$, la moyenne des variables X observées en un point sur la durée T ;
- X_0^t , la valeur de X observée à l'instant t ;
- X_m^t , la valeur modélisée de X à l'instant t .

Ce critère est intéressant pour évaluer des modèles globaux, vis-à-vis de variables d'intérêt (débit, volume, concentration moyenne, etc.) évoluant dans le temps et observées en un point (exutoire des bassins versant, par exemple). Les variations spatiales au niveau des jonctions sont importantes et une moyenne spatiale est difficile à interpréter. C'est pourquoi ce critère n'a pas été retenu pour cette étude (voir **Partie 3**).

D. Etude sur les sensibilités des modèles aux différents paramètres de modélisation

I. Définition de la notion de paramètre

Dans un modèle, quel qu'il soit, on distingue plusieurs types de valeurs : les entrées, les paramètres et les sorties. Les entrées sont des valeurs a priori connues, parfois constantes, qui vont servir de base pour le calcul. Dans l'exemple qui nous intéresse (modèles CFD), les entrées sont les débits que l'on fixe à travers le maillage (que ce soit en imposant une répartition de vitesse pour l'eau ou un débit massique). Les sorties sont ce que va renvoyer le modèle en fin de calcul. Pour le cas qui nous intéresse, les sorties sont le but même du calcul et représentent par exemple le champ de vitesse en tout point du domaine, le champ de pression, le champ des hauteurs d'eau, la répartition des débits, etc. Les paramètres sont quant à eux des constantes, qui sont utilisées par le modèle pour ces calculs. On retrouve par exemple l'accélération de la pesanteur g ($= 9.81 \text{ m/s}^2$), ou la rugosité sur les parois du domaine, la pente des canaux, etc.

On définit ainsi trois classes différentes de paramètres : les paramètres géométriques, les paramètres hydrauliques et les paramètres numériques. Dans les paramètres géométriques, on retrouve toutes les caractéristiques géométriques du site, les positions des points les uns par rapport aux autres, les diamètres, longueurs, largeurs, profondeurs, pentes des canalisations modélisées. Dans les paramètres hydrauliques, on va retrouver la rugosité des parois, la hauteur d'eau que l'on impose à l'entrée, qui va définir le diamètre hydraulique et normalement la courbe de remous sur laquelle l'écoulement va s'appuyer (selon la position de cette hauteur d'eau par rapport aux hauteurs normale et critique), la hauteur d'eau imposée à la sortie, qui donne une condition limite pour l'écoulement ou encore la présence éventuelle d'une tension superficielle constante pour l'interface eau-air. Dans les paramètres numériques, on retrouve le maillage dans sa globalité : taille des mailles dans toutes les directions, zones plus fines, zones plus lâches, nombre de maille en générale, etc.

II. But de l'étude

Le but ici est de déterminer la sensibilité des modèles testés aux différents paramètres que l'on a identifiés. Du fait de la complexité de notre modèle numérique, il est extrêmement difficile de réaliser cette analyse de sensibilité avec les méthodes habituelles comme la méthode de Monte-Carlo ou les indices de Sobol. En effet, ces méthodes nécessitent un grand nombre de simulation (la norme sur la loi de Monte-Carlo stipule qu'il est nécessaire d'avoir 10^6 tirages, norme française **FD X07-023 - Métrologie - Évaluation de l'incertitude de mesure par la méthode Monte Carlo - Principes et mise en oeuvre du supplément 1 au GUM**), conditions impossible à satisfaire au vu du temps de calcul nécessaire.

On veut donc étudier l'influence des paramètres hydrauliques et géométriques, pour un cas plutôt simple : la canalisation de Chassieu. On se propose de procéder en trois étapes : dans un premier temps on crée un modèle 1D pour représenter la courbe de remous dans la canalisation de Chassieu, prenant en compte les paramètres géométriques et hydrauliques, à partir de l'équation de la courbe de remous. Ce modèle léger et rapide nous permettra d'utiliser des méthodes demandant un grand

nombre de simulation pour identifier les paramètres les plus déterminants. Dans un second temps, on vérifie que chaque paramètre a une influence proche de celle identifiée par le modèle 1D avec le modèle 2D, au moyen d'une méthode de screening. On pourra ainsi définir les paramètres les plus importants pour une étude de cas, ainsi qu'un ordre d'idée de la précision avec laquelle il faudra être capable de mesurer ces paramètres (si le modèle est très sensible à de petites variations d'un paramètre, il faudra connaître ce paramètre avec d'autant plus de précision). Enfin, on étend l'étude au modèle 3D.

III. Sensibilité de la courbe de remous en 1D

On étudie la ligne d'eau dans la canalisation de Chassieu (présentée précédemment) pour laquelle on dispose des hauteurs d'eau et des vitesses en plusieurs points, au pas de temps de deux minutes depuis l'année 2004. Ces données décrivent une courbe de remous de type S3, naissant près du fond de la canalisation et tendant vers la hauteur normale. On est en régime torrentiel, l'écoulement est donc soumis à l'influence amont.

Dans un premier temps, nous allons définir le modèle 1D qui va nous permettre de calculer la ligne d'eau dans la canalisation en fonction de la position. Nous sommes dans le cas d'un écoulement graduellement varié, nous devons donc faire appel à l'équation de la courbe de remous :

$$\frac{dh}{dx} = \frac{I - i}{1 - \alpha \frac{Q^2 B}{gS^3}} = \frac{I - \frac{Q^2}{K_s^2 S^2 R_h^{4/3}}}{1 - \alpha \frac{Q^2 B}{gS^3}}$$

Équation 74

- Avec :
- h : le tirant d'eau
 - l : la pente du canal
 - i : la perte de charge unitaire ou pente de la ligne d'énergie
 - Q : le débit
 - B : la largeur au miroir
 - g : l'accélération de la pesanteur ($= 9.81 \text{ m.s}^{-2}$)
 - S : la surface mouillée
 - R_h : le rayon hydraulique
 - K_s : le coefficient de Strickler
 - α : coefficient d'uniformisation des vitesses ($= 1$ en régime d'écoulement turbulent)

Afin d'effectuer l'analyse de sensibilité du modèle 1D, on veut résoudre cette équation en utilisant des schémas de discrétisation. On compare trois méthodes de discrétisation (Runge-Kutta d'ordre 2, Runge-Kutta d'ordre 4 et Schéma mixte implicite) à partir des résultats obtenus avec logiciel HSL (Hydraulique à Surface Libre, développé par l'ENGEEES de Strasbourg), qui se repose sur cette équation, afin de sélectionner la meilleure discrétisation possible pour obtenir ensuite notre code MATLAB qui pourra calculer le million de simulations nécessaires à l'utilisation des méthodes de Monte-Carlo et de Sobol. Le résultat de cette comparaison est montré à la Figure 37.

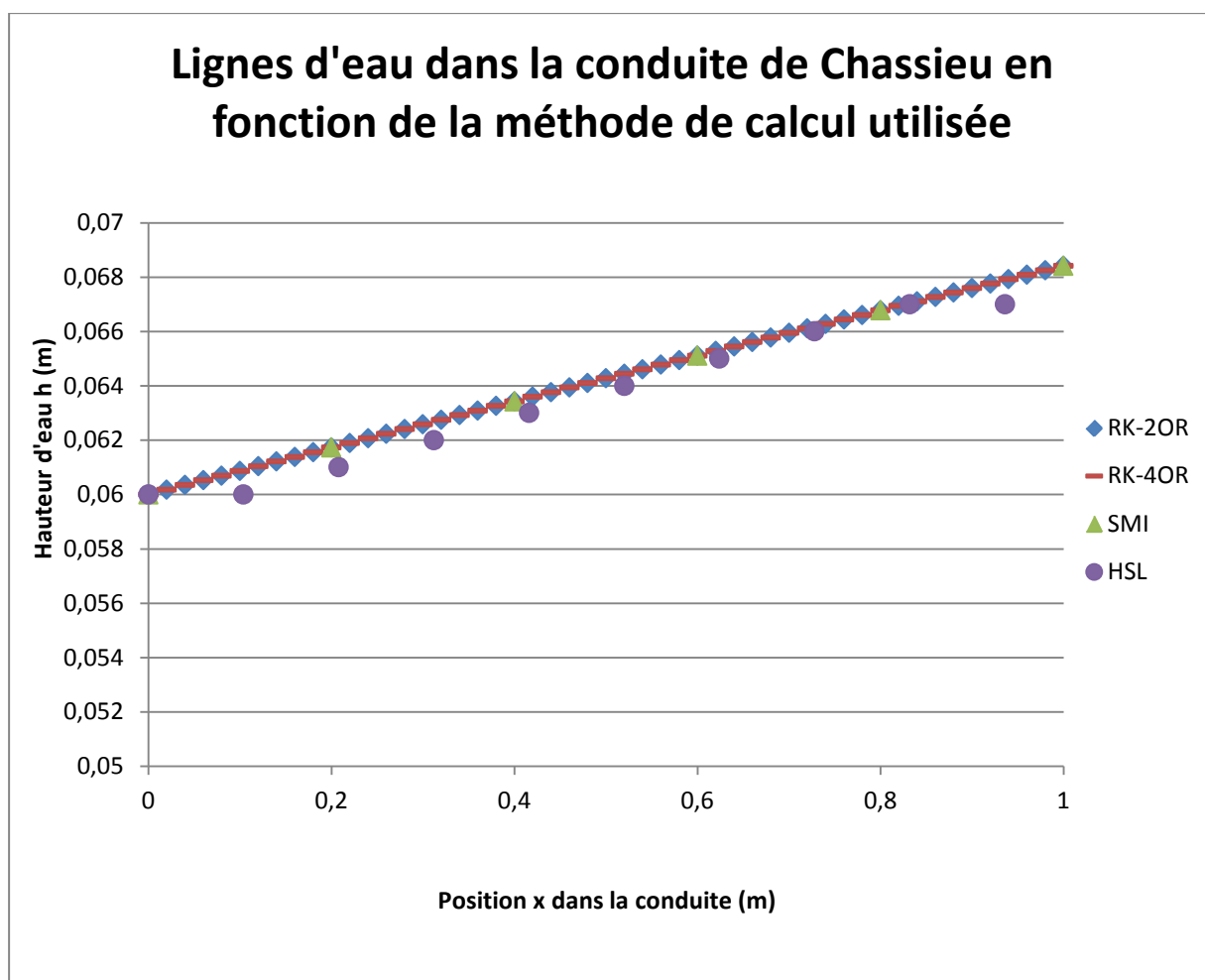


Figure 37. Comparaison des différents schémas de discrétisation disponible pour le calcul de la ligne d'eau en 1D dans la canalisation de Chassieu.

Chacun des modèles donnant une réponse équivalente, peu éloignée de ce que propose le logiciel HSL, le choix se porte sur le moins lourd des trois à mettre en œuvre (celui pour lequel les temps de calcul seront donc moins longs) : le schéma Runge-Kutta d'ordre 2.

On choisit maintenant deux situations différentes, pour la canalisation de Chassieu, correspondant à deux débits enregistrés par l'OTHU. Le premier correspond à l'évènement du 1^{er} mars 2009, le second au 9 octobre 2011 (voir Tableau 8).

Tableau 8. Valeur moyenne enregistrée par les capteurs pour les variables hauteur, vitesse, surface mouillée et débit pour les écoulements du 1^{er} mars 2009 et du 9 octobre 2011.

Variable	1er mars 2009	9 octobre 2011
H moyenne (m)	0,110	0,148
V moyenne (m/s)	0,819	1,701
Surface (m ²)	0,061	0,093
Q (m ³ /s)	0,050	0,159

S'ajoute à ces variables mesurées le diamètre D , la rugosité K_s et la pente I de la canalisation, invariant d'un cas à l'autre. Pour chaque variable, on définit une distribution dans laquelle elle va pouvoir évoluer pour les calculs de Monte-Carlo et les indices de Sobol. Le Tableau 9 regroupe les

intervalles de variation des variables et leur répartition pour le cas du 1^{er} mars 2009. Le Tableau 10 regroupe les mêmes informations pour le cas du 9 octobre 2011.

Tableau 9. Intervalle de variation et répartition de chaque variable d'entrée, pour le cas du 1^{er} mars 2009

Variable	Borne sup.	Borne inf.	Type de distribution
Rugosité K_s	$K_s+20\%$	$K_s-10\%$	Normale
Débit Q	$Q+25\%$	$Q-25\%$	Normale
Pente I	$I+1\%$	$I-1\%$	Uniforme
Diamètre D	$D+5\%$	$D-5\%$	Uniforme
Hauteur à l'amont H_{amont}	$H_{amont}+5\%$	$H_{amont}-5\%$	Uniforme

Tableau 10. Intervalle de variation et répartition de chaque variable d'entrée pour le cas du 9 octobre 2011

Variable	Borne sup.	Borne inf.	Type de distribution
Rugosité K_s	$K_s+20\%$	$K_s-16\%$	Normale
Débit Q	$Q+25\%$	$Q-25\%$	Normale
Pente I	$I+1\%$	$I-1\%$	Uniforme
Diamètre D	$D+5\%$	$D-5\%$	Uniforme
Hauteur à l'amont H_{amont}	$H_{amont}+5\%$	$H_{amont}-5\%$	Uniforme

Chaque variable a un domaine de variation de l'ordre de la précision des mesures que l'on a sur place. Les intervalles asymétriques sur le coefficient de Strickler K_s s'expliquent par le fait que si on autorise une borne inférieure trop basse, on passe en régime d'écoulement M3 et l'Équation 74 n'est plus valable. Cela se traduit par des indices de Sobol complexes dans notre code de calcul (ce qui est normalement impossible). De même, la distribution dépend de la manière dont on obtient les valeurs pour ces paramètres (la pente ou le diamètre sont des mesures directes, tandis que le coefficient de Strickler ou le débit sont calculés), conformément aux préconisations de Bertrand-Krajewski *et al.* (2000).

On utilise alors la méthode de Monte-Carlo et des indices de Sobol pour obtenir la part d'influence de chaque variable d'entrée sur 5 variables de sortie : la hauteur dans la conduite à 5, 10 et 25 mètres de l'entrée et la vitesse à 12 et 25 mètres de l'entrée. On obtient aussi la distribution de chacune de ces variables de sortie. Le Tableau 11 montre les résultats pour le cas du 1^{er} mars 2009, le Tableau 12 pour le cas du 9 octobre 2011.

PARTIE 2 : DONNEES EXPERIMENTALES ET METHODES

Tableau 11. Indices totaux et de 1^{er} ordre de Sobol pour chaque variable d'entrée, pour les différentes variables de sortie dans le cas du 1^{er} mars 2009

Variable	Indices totaux h (x=5m)	Indice totaux h (x=10m)	Indice totaux h (x=25m)	Indice totaux v (x=12m)	Indice totaux v (x=25m)
Rugosité	0,851	0,477	0,362	0,408	0,362
Débit	0,089	0,496	0,609	0,564	0,609
Pente	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Diamètre	0,004	0,017	0,021	0,019	0,021
Hauteur à l'amont	0,045	0,001	0,000	0,000	0,000

Variable	Indices 1 ^{er} ordre h (x=5m)	Indices 1 ^{er} ordre h (x=10m)	Indices 1 ^{er} ordre h (x=25m)	Indices 1 ^{er} ordre v (x=12m)	Indices 1 ^{er} ordre v (x=25m)
Rugosité	0,851	0,477	0,362	0,408	0,362
Débit	0,089	0,496	0,609	0,564	0,609
Pente	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
Diamètre	0,004	0,017	0,021	0,019	0,021
Hauteur à l'amont	0,045	0,001	0,000	0,000	0,000

Tableau 12. Indices totaux de Sobol pour chaque variable d'entrée, pour les différentes variables de sortie dans le cas du 9 octobre 2011

Variable	Indices totaux h (x=5m)	Indice totaux h (x=10m)	Indice totaux h (x=25m)	Indice totaux v (x=12m)	Indice totaux v (x=25m)
Rugosité	0,670	0,851	0,580	0,863	0,590
Débit	0,004	0,020	0,359	0,035	0,369
Pente	0,000	0,000	0,001	0,000	0,001
Diamètre	0,000	0,002	0,015	0,002	0,015
Hauteur à l'amont	0,244	0,060	0,001	0,037	0,001

Variable	Indices premier ordre h (x=5m)	Indices premier ordre h (x=10m)	Indices premier ordre h (x=25m)	Indices premier ordre v (x=12m)	Indices premier ordre v (x=25m)
Rugosité	0,752	0,919	0,624	0,926	0,628
Débit	0,085	0,087	0,403	0,097	0,410
Pente	0,082	0,068	0,054	0,065	0,054
Diamètre	0,082	0,069	0,068	0,067	0,068
Hauteur à l'amont	0,325	0,128	0,054	0,102	0,054

On remarque que dans les deux cas, les deux paramètres les plus influents pour ces cinq variables de sortie sont la rugosité et le débit dans le cas du 1^{er} mars 2009, tandis que c'est la rugosité et la hauteur à l'amont au début de la conduite pour le cas du 9 octobre 2011 et la rugosité et le débit à l'aval de la conduite pour la même date. On peut expliquer ce phénomène par le fait que l'écoulement du 9 octobre 2011 est plus important, donc torrentiel et influencé par les conditions amont (hauteur d'eau à l'amont plus importante que celle enregistrée pour l'évènement du 1^{er} mars 2009). Il est également intéressant de noter la différence entre les indices totaux et de 1^{er} ordre, que

l'on observe pour le cas du 9 octobre 2011 mais pas pour le cas du 1^{er} mars 2009. Cela signifie que pour le débit du 1^{er} mars 2009, tous les paramètres sont indépendants, tandis que pour le débit du 9 octobre 2011, il y a des interactions entre les paramètres d'entrée.

Pour valider ces résultats, on effectue différentes simulations à l'aide du logiciel HSL en faisant du criblage simple, pour le cas du 9 octobre 2011. Les résultats sont montrés en Figure 38. On peut voir que l'influence du diamètre et de la pente, dans les intervalles définis pour ces paramètres, sont effectivement négligeables. À l'opposé, la hauteur à l'amont semble effectivement avoir une certaine influence sur les hauteurs d'eau dans la canalisation, le débit influe sur les hauteurs d'eau à l'aval de la canalisation et les variations de rugosité nous donnent des lignes d'eau complètement différentes. On retrouve donc bien ce qui a été annoncé par les indices de Sobol.

PARTIE 2 : DONNEES EXPERIMENTALES ET METHODES

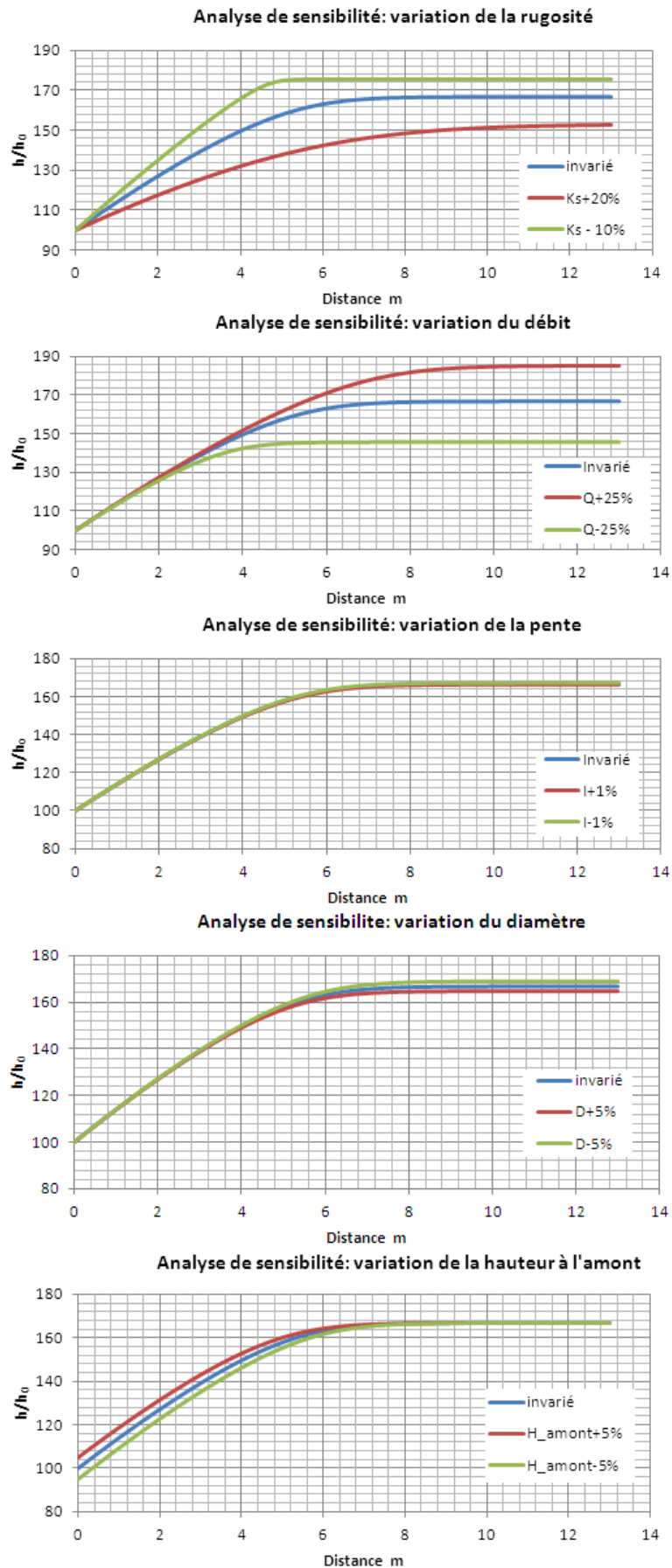


Figure 38. Comparaison de l'influence de chaque paramètre sur la hauteur d'eau par une méthode de criblage, avec le logiciel HSL.

IV. Généralisation des résultats 1D aux modèles 2D et 3D

Pour peu que la géométrie du site étudié soit bien connue (pentes et dimensions des conduites), il ressort de l'analyse de sensibilité en 1D que trois paramètres sont prépondérants : la hauteur d'eau en amont, le débit entrant et la rugosité. Etant donné que l'écoulement est un écoulement en régime torrentiel, il apparaît évident que la hauteur amont ait de l'influence (puisque en régime torrentiel, l'écoulement est piloté par l'amont). Nous laisserons donc de côté ce paramètre, qui doit ressortir de lui-même lors de l'étude des conditions hydrauliques du site. Nous voulons maintenant voir si le débit et la rugosité ont effectivement de l'influence en 2D et en 3D et si les conclusions de l'analyse de sensibilité 1D sont généralisables. La Figure 39 montre des résultats de modélisations en 2D, avec modifications du débit injecté et de la rugosité de la canalisation.

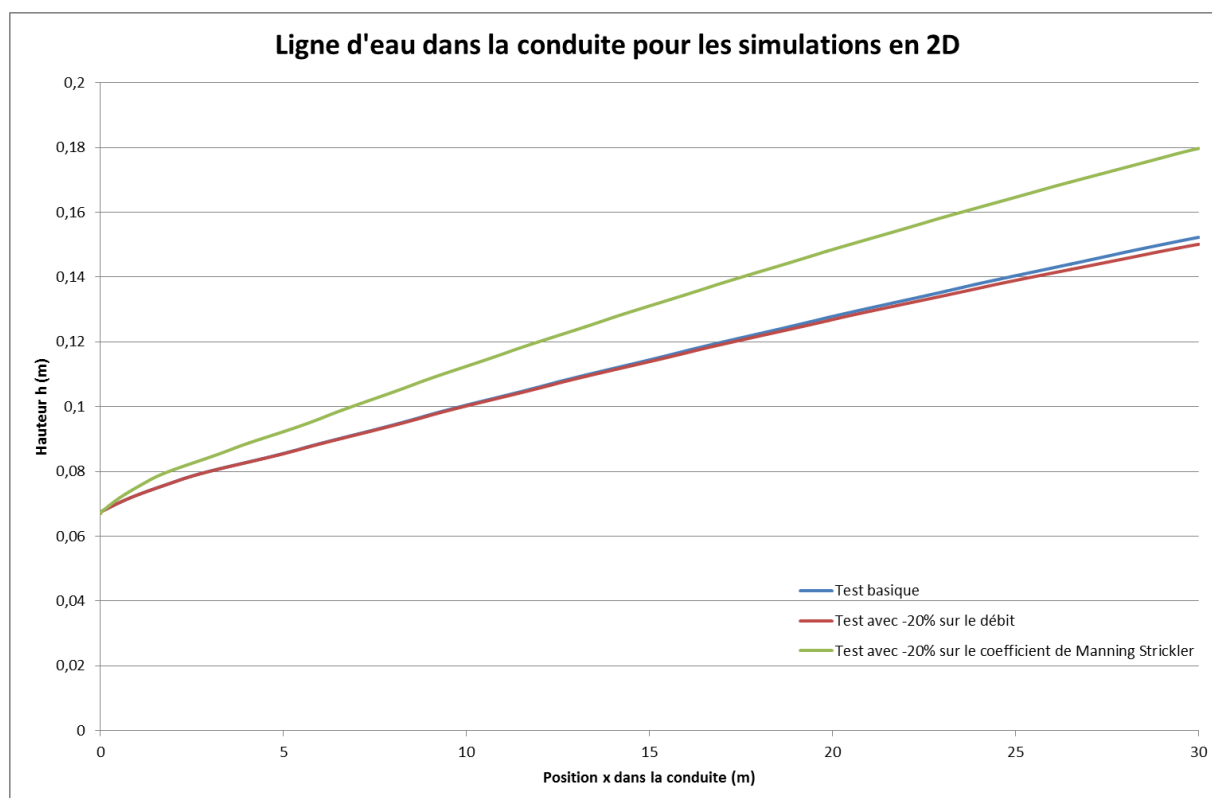


Figure 39. Influence du débit et de la rugosité sur la hauteur d'eau dans la canalisation.

On remarque que les tendances sont les mêmes qu'en 1D : les deux paramètres ont une influence sur la hauteur d'eau dans la canalisation, avec une nette prépondérance de la rugosité, l'influence du débit se faisant moins ressentir.

On étudie également l'influence de la rugosité sur la hauteur en 3D et notamment sur la position d'un ressaut hydraulique dans la canalisation. Les résultats sont montrés dans la Figure 40.

Les résultats quant à la forte influence de la rugosité sont néanmoins à nuancer de deux manières : on a étudié l'influence de la rugosité sur la hauteur d'eau dans la canalisation, ces résultats sont différents si on s'intéresse à la vitesse moyenne de l'écoulement (voir les Tableaux 11 et 12). Ensuite, la rugosité que l'on a fait varier lors de l'analyse de sensibilité était la rugosité K de Strickler (en $m^{1/3}.s^{-1}$), alors que la plupart des codes CFD utilise la hauteur de grain k_s (en m) comme rugosité. La Figure 41 montre que la relation liant ces deux grandeurs pose des problèmes liés à l'influence de l'une ou l'autre de ces grandeurs sur les résultats de simulation.

Evolution de la surface libre en fonction de la rugosité

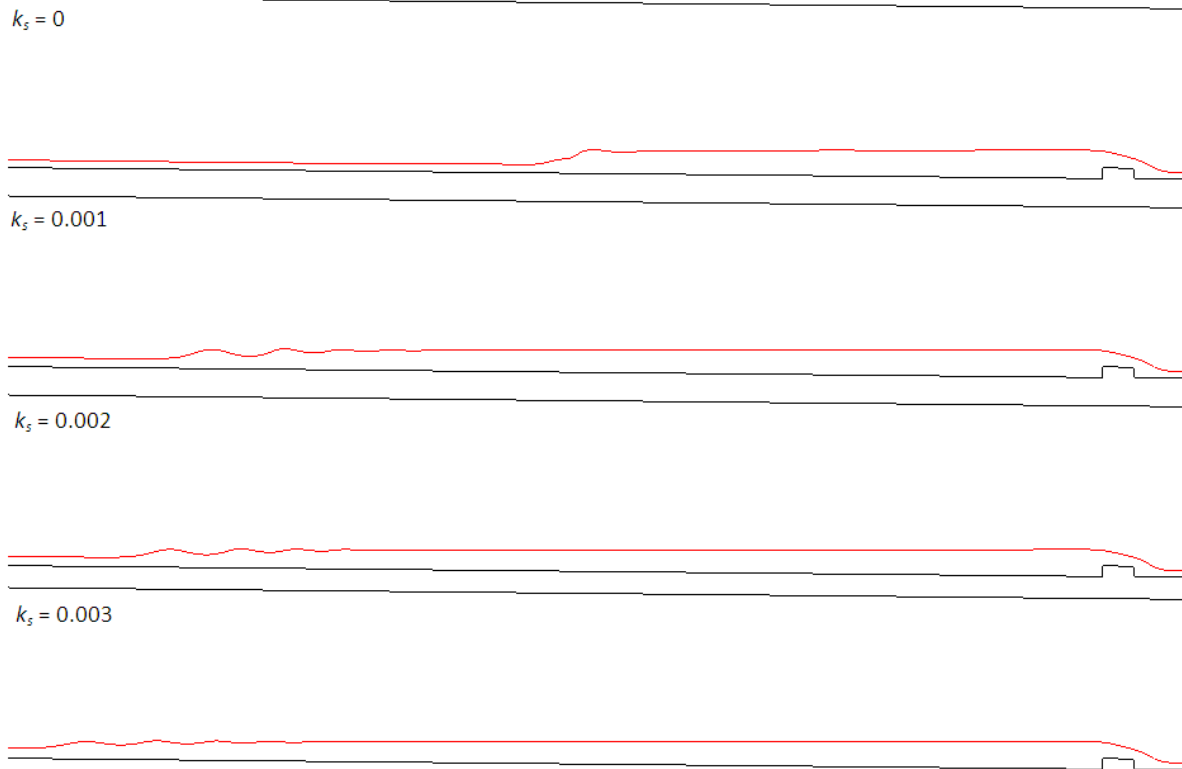


Figure 40. Evolution de la hauteur d'eau et de la position d'un ressaut hydraulique calculées de manière numérique dans une canalisation circulaire en fonction de la rugosité. L'influence principale porte sur la position de la naissance du ressaut.

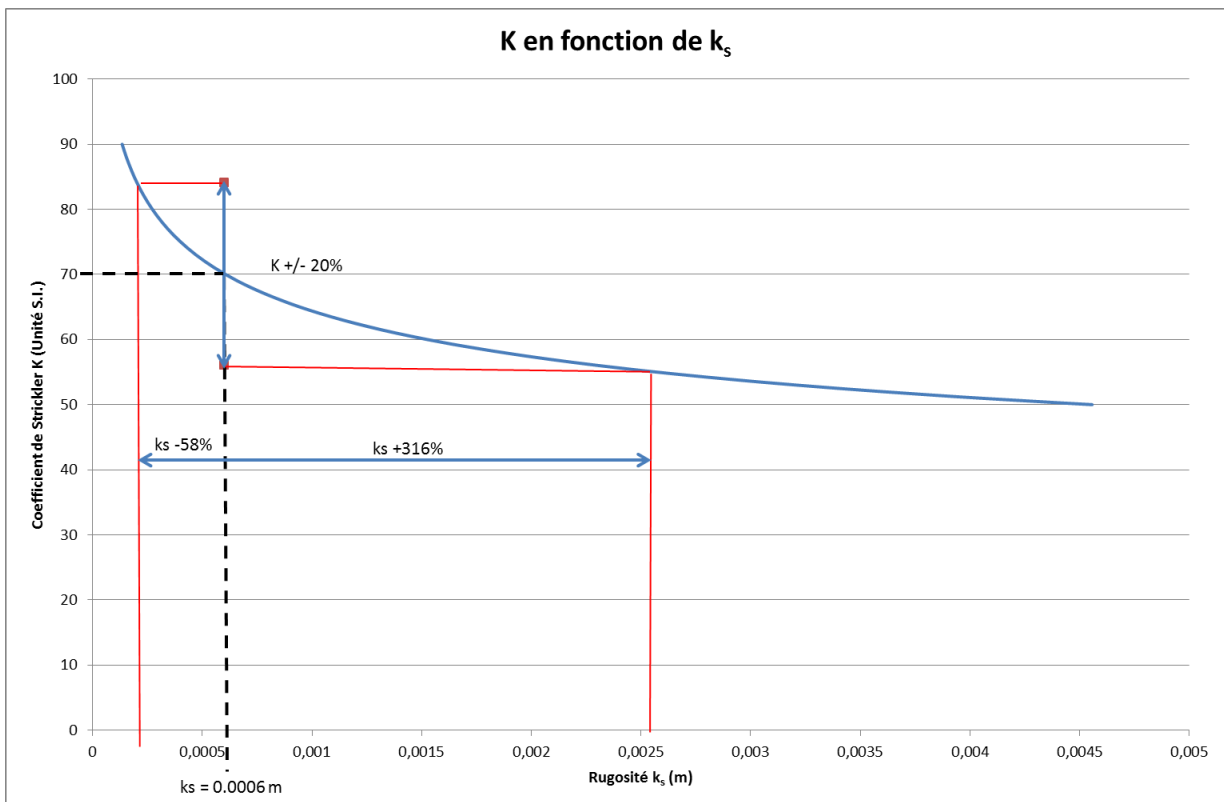


Figure 41. Relation entre K et k_s : $Kk_s^{1/6} = 6.5\sqrt{g}$ (proposée par Hager, 2010). Une variation de +/-20% sur le coefficient de Strickler K entraîne une variation de la rugosité k_s allant de -58% à +316% du fait de la relation inverse qui les unit.

V. Conclusion

L'étude de sensibilité a démontré que ce n'était pas la peine de connaître les grandeurs géométriques des ouvrages avec moins de 5% d'erreur (estimation des diamètres, longueurs, largeurs, pentes, angles d'incidences, etc.) car ces paramètres influent peu voire pas sur les variables d'intérêt en sortie. Cette étude a également montré que la précision avec laquelle on est capable de connaître la rugosité *in situ* engendre de sérieuses incertitudes sur les résultats de modélisation, car la valeur de la rugosité est difficile à estimer correctement et son influence sur certaines grandeurs calculées (comme la hauteur d'eau dans une canalisation) est importante. Enfin, il ressort de cette étude qu'il est important de faire une étude hydraulique de son site avant de se lancer dans des calculs CFD, afin de renforcer ses connaissances sur les conditions hydrauliques déterminantes du site étudié (par exemple, la hauteur d'eau à l'amont dans le cas traité, puisque l'écoulement était torrentiel).

Partie 3 : Mise au point d'une méthodologie d'évaluation et de validation des modèles RANS

A. Etude sur les performances des différentes stratégies de modélisation

I. Introduction

Sur les nombreuses études utilisant l'approche RANS (Reynolds averaged navier stokes – équations à la base de plusieurs code de type CFD – Computational Fluid Dynamics) que l'on peut trouver dans la littérature, peu d'auteurs évaluent les performances de différentes options de modélisation choisies (modèles de turbulence, lois de paroi, schémas de discrétisation ou algorithmes de couplage pression vitesse) à partir d'indicateurs de type RMS (root Mean square) et au moyen de données fiables et en grande quantité. Bennett *et al.* (2012) ont calculé des erreurs relatives en plusieurs points dans le cas de la simulation d'un écoulement au passage d'un regard d'assainissement. Bonakdari (2006) a comparé, en plusieurs sections, les profils de vitesses obtenus avec le code CFX et ceux mesurés in situ.

Le but ici est d'offrir une comparaison la plus exhaustive possible des différentes stratégies de modélisation pour des cas représentatifs des écoulements rencontrés en réseau d'assainissement. La modélisation de type CFD doit s'appuyer sur les éléments fondamentaux suivants : 1) le maillage (géométrie/forme/type, taille de la première maille/dimensions moyennes des cellules, organisation/répartition uniforme ou stratifiée en fonction des gradients que l'on souhaite prendre en compte, etc.) ; 2) les conditions limites et initiales ; 3) les schémas de discrétisations spatiale et temporelle ; 4) le modèle de turbulence et la loi de paroi associée ; 5) l'algorithme de couplage pression-vitesse ; 6) la stratégie de convergence et les critères associés (résidus inférieurs à une valeur seuil/bilan de masse entre les entrées et les sorties/suivi d'une grandeur caractéristique au cours des itérations, etc.). En revanche, la structure des modèles, ainsi que les principes de résolution ne sont pas discutés ici et sont considérés comme des invariants. On utilisera toujours le solver dit « *pressure-based* » qui convient aux écoulements en réseaux d'assainissement (incompressible et relativement lents, comparés à des écoulements dans des injecteurs par exemple, Karki et Patankar, 1989 ; Rhie, 1989). De même, le traitement numérique des gradients sera toujours fait au moyen de la méthode dite « *least squares cell-based* » (Ansys, 2011). Définir une stratégie de modélisation revient à préciser ces six points. En effet, les solutions CFD sont extrêmement sensibles au choix de ces options numériques.

Pour ce faire, il faut définir des indicateurs de performance en lien avec les objectifs de l'étude et trouver des cas d'application représentatifs des écoulements rencontrés en réseau d'assainissement et pour lesquels des données sont fiables, exploitables et en grande quantité. Cela correspond plutôt généralement au cas d'études en laboratoire ou lorsqu'on dispose des données *in situ* acquises en continu, même si ces dernières sont souvent des grandeurs moyennes non spatialisées (vitesse

moyenne, hauteur d'eau et concentration en matières en suspension par exemple enregistrés en un ou deux points) et donc ne permettent pas de tester des approches tridimensionnelles. Chaque choix ou stratégie de modélisation est évalué à travers ces indicateurs permettant ainsi de quantifier les performances de ces choix ou stratégies de modélisation. L'exemple d'application concerne les écoulements en jonction.

Une stratégie de modélisation particulière (à savoir : modèle de turbulence k-epsilon avec la loi de paroi dite *standard wall function* et la méthode *VoF (Volume of Fluid)* pour la modélisation de la surface libre - discrétisée à l'aide d'un schéma de type *HRIC – high resolution interface capturing*, etc.) a été testée et décrite dans la thèse d'Isel (2014). Les mêmes travaux de thèse ont fait l'objet de plusieurs autres publications (Isel *et al.*, 2013, Isel *et al.*, 2014). El Bahlouli (2013) a retenu une autre stratégie de modélisation (modèle *VoF*, modèle de turbulence *SSG*, etc.) pour étudier le champ de vitesses à l'aval d'une déviation. Nous nous intéressons ici à d'autres stratégies (autres options numériques) à travers l'étude des écoulements en jonctions de canaux à surface libre.

II. Démarche d'évaluation et de validation des modèles RANS

La démarche exposée dans cette partie est directement inspirée du guide méthodologique proposé par Jakeman *et al.* (2006) et présentée en 10 étapes à la Figure 42. Jakeman *et al.* (2006) ont développé cette méthodologie dans le but de quantifier la validité des modèles dans le domaine de l'environnement de manière générale (simulations de la ventilation en milieu urbain, qualité de l'air, etc.). La méthodologie décrite ci-après est une adaptation de ce guide au cas particulier de l'utilisation des modèles RANS pour représenter les écoulements en réseau d'assainissement, en particulier au passage d'ouvrages spéciaux et singularités.

Il est indispensable, avant d'entreprendre toute modélisation, de définir l'(les) objectif(s) visé(s). En effet, la modélisation est une représentation de la réalité dans un but précis. Une analyse préliminaire de l'écoulement que l'on souhaite simuler permet d'ajuster au mieux la stratégie de modélisation. Après avoir défini la stratégie de modélisation et obtenu les premiers résultats numériques, il est nécessaire de valider ces résultats, en les confrontant à des mesures (qu'elles soient obtenues in situ, recueillies en laboratoire ou issues de la bibliographie). Il est primordial d'avoir un regard critique sur les résultats numériques et sur les données de validation.

Nous proposons de définir une nouvelle méthodologie de modélisation des écoulements au voisinage et au passage d'ouvrages spéciaux en réseau d'assainissement. Cette démarche d'évaluation des codes CFD comprend 6 étapes qui sont détaillées ci-après.

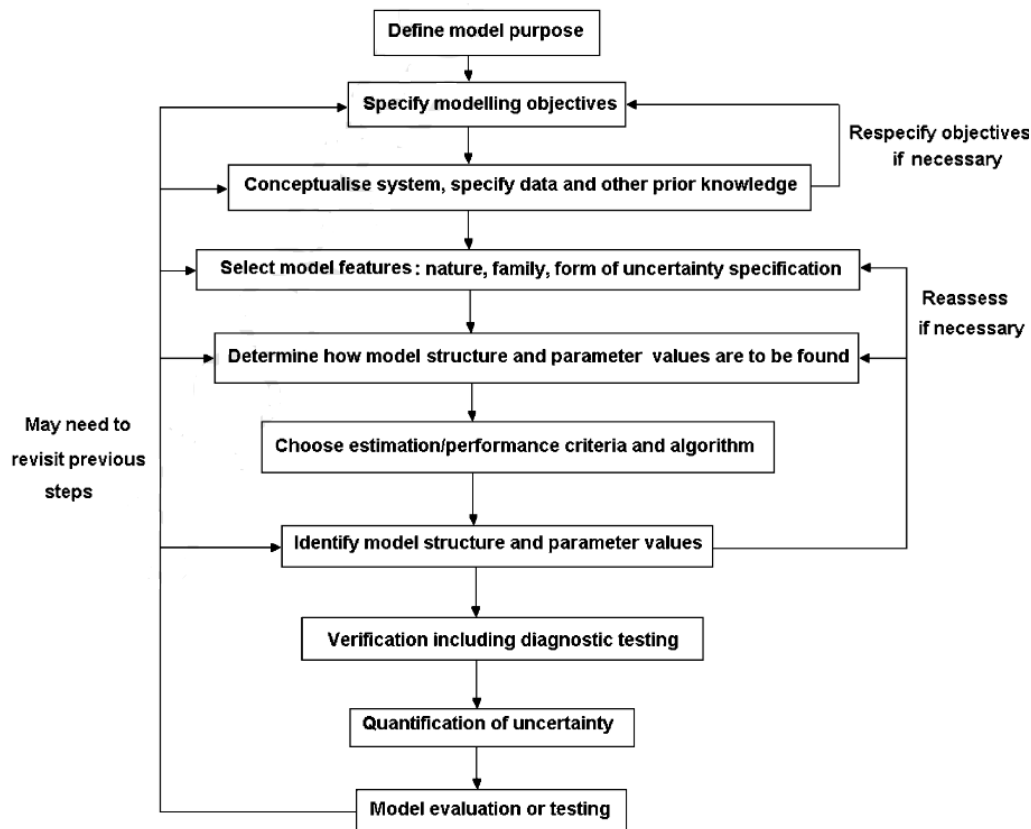


Figure 42. Méthode d'évaluation des modèles dans le domaine de l'environnement (Jakeman et al., 2006).

1ère étape : définir l'(les) objectif(s) de la modélisation, notamment les grandeurs cibles (hauteur d'eau, pressions, vitesses, gradients de concentration en polluants, hauteur de sédiments, grandeurs liées à la turbulence, etc.) à reproduire.

2ème étape : définir la géométrie du site à modéliser : dimensions, pentes, valeur(s) de rugosité à considérer – rugosité uniforme ou variable dans l'espace, domaine de calcul à discrétiser en justifiant toute simplification géométrique opérée, définir les incertitudes sur la géométrie (incertitudes sur le diamètre par exemple, la pente, etc.)

3ème étape : définir les conditions aux limites et de démarrage des différentes simulations grâce à une analyse préliminaire des conditions hydrauliques du site. Il s'agit à ce niveau surtout de formuler des hypothèses sur : le(s) régime(s) d'écoulement probable(s), les courbes de remous susceptibles d'apparaître, la prise en compte ou non du fonctionnement hydraulique des ouvrages et milieux voisins (influence d'une chute, d'un coude, influence aval). Cette étude peut être réalisée à partir des données de terrain existantes, qu'il conviendra de critiquer (quelle fiabilité ? quelles incertitudes ?) ou de toute approche empirique, mécaniste ou numérique dont on vérifiera l'applicabilité. A ce niveau, le domaine de calcul peut être optimisé à la suite de l'étude hydraulique préliminaire (interactions entre les étapes 2 et 3).

4ème étape : définir les critères d'évaluation et les indicateurs de performance des modèles, en adéquation avec les données de validation disponibles et leurs incertitudes associées (par exemple, on ne peut pas rechercher une incertitude relative liée aux modèles de moins de 10 % si l'incertitude relative sur la donnée de validation est à 20%, ce qui est le cas par exemple pour

l'obtention du débit, souvent connu au mieux à 20% près, comme l'indique Bertrand-Krajewski *et al.*, (2000).

5ème étape : définir la stratégie de modélisation (maillage, conditions aux limites et initiales, modèle de turbulence et loi de paroi associée, schéma de discrétisation spatiale et temporelle, algorithme de couplage pression-vitesse, critères de convergence) en lien avec les étapes 1, 2 et 3. Toutes les options de modélisation qui sont retenues à ce niveau constituent des hypothèses fondées sur les choix et décisions pris à l'issue des étapes précédentes.

6ème étape : **6.1)** évaluer dans un premier temps les résultats de modélisation en les comparant à d'autres résultats connus (obtenus dans les mêmes configurations d'écoulements)

6.2) quantifier leur validité à l'aide des indicateurs de performances (en rapport avec l'(les) objectif(s) de l'étude et la qualité des données mobilisées pour la validation). En effet, la première phase d'évaluation est indispensable car elle permet de vérifier la cohérence hydraulique des résultats avant de passer à l'étape effective de validation. Par exemple, si l'on simule un écoulement en jonction, il est indispensable de vérifier si la stratégie de modélisation sélectionnée a permis de reproduire les zones de stagnation, de recirculation et d'accélération. Une étude de sensibilité des résultats de simulation à la qualité du maillage doit être menée à ce niveau. Il est recommandé de vérifier également à ce niveau les valeurs de la distance adimensionnelle au mur y^+ si la loi de paroi *standard wall function* est utilisée. On voudra y^+ tel que $30 < y^+ < 100$, valeurs pour lesquelles la loi de paroi précitée est appropriée (voir Rodi, 2000). L'objectif est de s'assurer de la robustesse des résultats de simulation obtenus. Les détails concernant les lois de paroi et les équations à la base de l'approche RANS sont présentées dans la **Partie 2**.

Par rapport aux dix étapes préconisées par Jakeman *et al.* (2006), la méthodologie proposée repose sur 6 étapes principales. En effet, les deux premières phases du guide de Jakeman *et al.* (2006) ont été regroupées en une seule étape (étape 1). Les phases 5 et 7 n'ont pas été prises en compte dans notre cas car la question de la structure des modèles utilisées n'est pas abordée. Nous nous intéressons à la démarche CFD et à l'approche RANS associée à cette dernière. Cette démarche est parfaitement décrite par Versteeg et Malalasekera (2007). Elle ne fait donc pas l'objet de critique ici. Les trois dernières phases du guide de Jakeman *et al.* (2006) ont également été regroupées en une seule étape dans la méthodologie proposée (étape 6). Si on prend en compte l'étape 3 (conditions limites et initiales), le guide proposé s'appuie sur 6 étapes au lieu de 10 comme préconisé par Jakeman *et al.* (2006).

L'étape 5 (sur le choix des options de modélisation) est loin d'être évidente. Une attention particulière doit être portée au couple modèle de turbulence/loi de paroi. Le choix de la loi de paroi à associer à un modèle de turbulence fait partie des éléments les plus influents sur les résultats de simulation (Kim *et al.*, 2005) au même titre que le maillage, les conditions aux limites, les critères de convergence retenus et les schémas de discrétisation (Celik *et al.*, 2008). Pour simuler des variables pouvant être moins impactées par la turbulence (par exemple la vitesse longitudinale dans un canal, la hauteur d'eau dans un canal, un écoulement en jonction avec un débit principal prépondérant, etc.), les modèles de type $k-\varepsilon$ sont suffisants, même si ils ont tendance à accentuer les phénomènes de diffusion dans les zones de recirculation (Rodi, 2000). Les travaux menés par Papageorgakis et Assanis (1999) montrent tout de même que le modèle $k-\varepsilon$ RNG est légèrement meilleur que le $k-\varepsilon$ *standard* pour ces cas. Les modèles de type $k-\omega$ offrent une excellente alternative aux modèles $k-\varepsilon$,

notamment pour les cas d'écoulements fortement cisailés. Pour ces configurations d'écoulement par exemple, il est conseillé de sélectionner le modèle $k-\omega$ SST, qui est une amélioration du modèle $k-\omega$ standard (Menter, 1992).

Concernant par exemple le choix de l'algorithme de couplage pression-vitesse, Jang *et al.* (1986) considèrent que l'algorithme PISO améliore la stabilité et la consistance des solutions numériques.

III. Test et validation des indicateurs construits : cas des écoulements en jonction

Etape 1 : L'objectif de la modélisation est de reproduire : i) le champ de vitesse longitudinal, ii) la position de l'interface de mélange et iii) les dimensions de la zone de recirculation (longueur et largeur).

Etape 2 : Le domaine de calcul à considérer est une jonction à 90° ayant deux canaux amont de 5 m et un canal aval de 5 m également. Ce domaine représente le pilote de jonction disponible au Laboratoire de mécanique des fluides et acoustique de l'INSA de Lyon. En réalité les canaux amont font 2 m, mais ils ont été rallongés pour pouvoir mieux traiter les conditions aux limites.

Etape 3 : Les conditions aux limites sont les suivantes :

- entrée : profil de vitesses constant à travers une section mouillée et considération hydrostatique de la pression dans cette section ;
- sortie : pression atmosphérique avec une représentation hydrostatique de la pression dans cette section de sortie ;
- surface libre : *rigid lid* : la surface libre est traitée comme une paroi avec glissement (contrainte de cisaillement nulle, voir Morvan *et al.*, 2002, qui utilisent l'approche rigid lid afin de réduire le domaine de calcul selon la verticale - ils ont simulé un canal en méandres). En effet, les mesures de hauteur d'eau ont montré que la côte de la surface libre était constante du fait de la présence d'un seuil à l'aval qui impose un niveau d'eau constant dans tout le domaine de calcul. Néanmoins, certaines simulations ont été réalisées à l'aide du modèle VoF. L'approche VoF permet de représenter la position de l'interface eau-air au cours des itérations. L'objectif des tests à l'aide du modèle VoF était d'étudier l'influence de l'utilisation de cette approche sur les gradients de pression et de vitesses (et donc la localisation de la couche de mélange). Les résultats sont discutés plus loin dans ce document.

Etape 4 : Afin d'évaluer les performances des modèles, nous avons utilisé plusieurs critères définis dans la **Partie 2**. Pour rappel, le premier indice ou indicateur, $RMS_{x_{exp,i}}$, renseigne sur les erreurs commises par les modèles au regard des faibles valeurs de x . À l'inverse, le deuxième indice, $RMS_{\overline{x_{exp}}}$, renseigne sur les erreurs relatives par rapport aux valeurs moyennes et élevées de x . On va donc utiliser $RMS_{x_{exp,i}}$ pour évaluer la capacité des modèles (et donc des stratégies de modélisations testées) à reproduire les faibles valeurs de la grandeur mesurée, pour lesquelles l'incertitude de mesure du capteur est de l'ordre de la grandeur mesurée (autorisant donc une incertitude relative de 100 %) et $RMS_{\overline{x_{exp}}}$ pour évaluer la capacité du modèle à représenter l'écoulement moyen.

Nous considérons la stratégie de modélisation comme étant appropriée si les valeurs suivantes des indicateurs élaborés sont atteintes : i) l'indicateur MAE est inférieure à deux fois l'incertitude de

PARTIE 3 : MISE AU POINT D'UNE METHODOLOGIE D'ÉVALUATION ET DE VALIDATION DES MODELES RANS

mesure du capteur utilisé pour les mesures, ii) $RMS_{x_{exp,i}}$ est inférieur à 1, iii) $RMS_{\bar{x}_{exp}}$ est inférieur à 0.15, soit une erreur relative moyenne inférieure à 15 %.

Etape 5 : Plusieurs stratégies de modélisation ont été testées. Les résultats relatifs à leur évaluation et à leur validation sont fournis dans la suite du document. A chaque fois, les six éléments mentionnés précédemment seront clairement explicités (maillage, schéma de discrétisation, etc.).

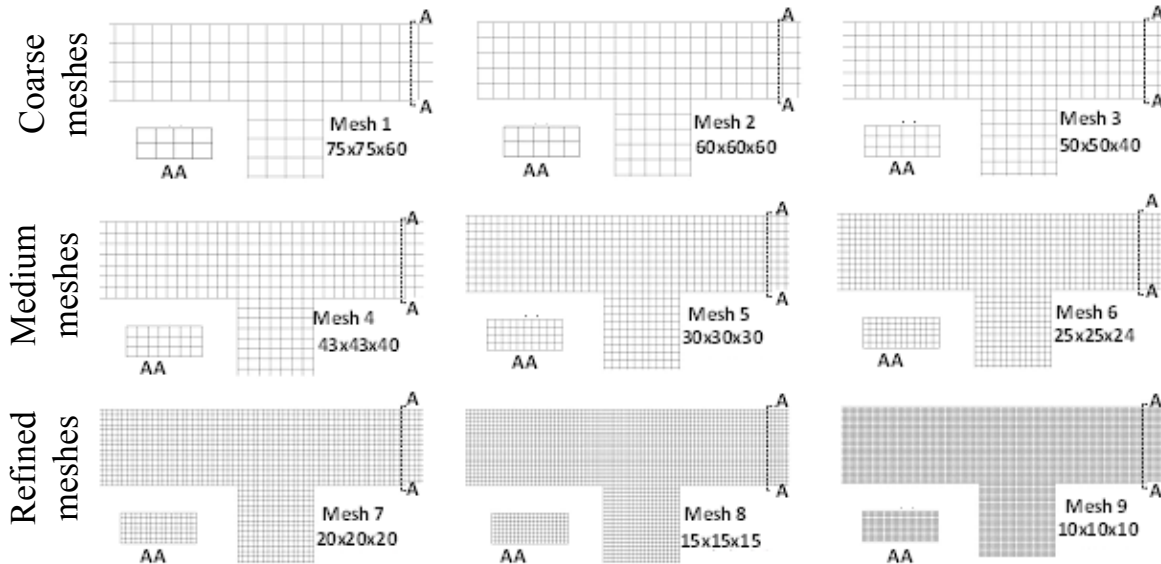


Figure 43. Vue de dessus et section transversale des 9 maillages testés.

Le maillage est l'élément central dans le choix d'une stratégie de modélisation (voir les exemples de maillages élaborés sur la Figure 43). C'est un point épineux car il demande généralement de faire un compromis entre précision des résultats et temps de calcul nécessaire. Nous avons étudié l'influence que pouvait avoir le maillage sur les résultats de calcul. Dans le cas de la jonction, 9 maillages (voir Figure 43) ont été construits, avec des tailles de cellules allant de très grossières à très fines.

L'influence de la géométrie des mailles (tétraédriques ou hexaédriques) a fait l'objet d'une attention particulière. Les schémas de discrétisation d'ordre 2 ont été utilisés (*Second-Order Upwind*). Les calculs ont été faits en régime permanent. Les critères de convergence sont : i) résidus normalisés pour toutes les variables inférieur à 0.001 (Celik *et al.*, 2008) et ii) le bilan de masse relatif entre les entrées et la sortie inférieur à 1%. Les autres options de modélisation sont précisées dans les tableaux de comparaison des résultats, en particulier le couple loi de paroi/modèle de turbulence.

Pour chaque maillage (11 en tout, les 9 à densité progressive, le maillage tétraédrique et le maillage utilisant le modèle VOF), on compare les champs de vitesses horizontaux à $z = 3$ cm et $z = 9$ cm à ceux qui ont été mesurés expérimentalement par la technique PIV. Les résultats sont représentés sur la Figure 44.

Etape 6 : 6.1) Dans un premier temps les résultats de simulation ont été évalués grâce à l'utilisation des mesures de vitesses longitudinales. Cette étape a permis de vérifier la cohérence hydraulique des solutions CFD avant de procéder à la quantification de la validité de ces solutions (utilisation des indicateurs de performance définis à l'étape 4).

PARTIE 3 : MISE AU POINT D'UNE METHODOLOGIE D'ÉVALUATION ET DE VALIDATION DES MODELES RANS

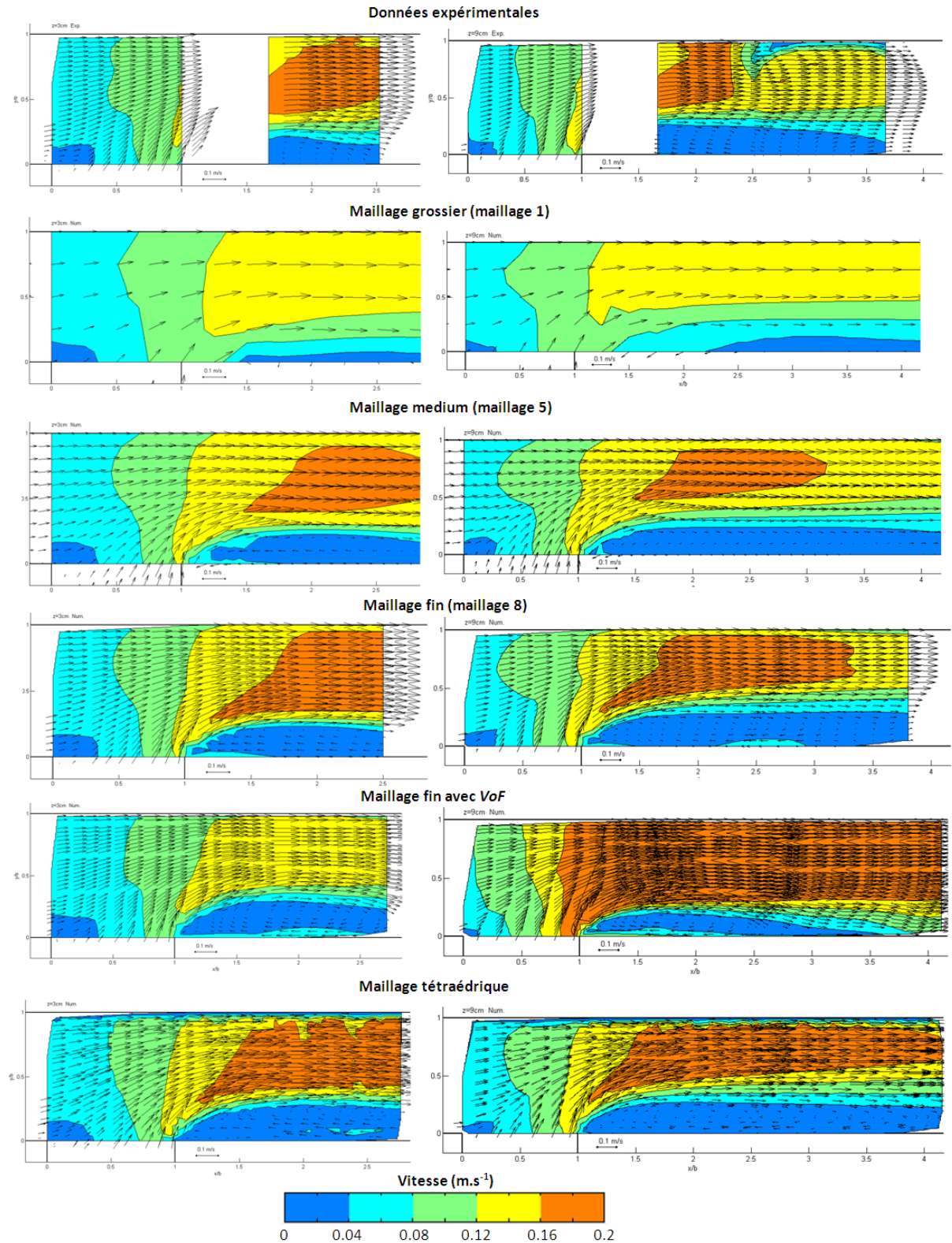


Figure 44. Champs de vitesses horizontaux pour les élévations $z = 3$ cm (à gauche) et $z = 9$ cm (à droite) pour 5 des onze simulations effectuées avec différents maillages

On remarque que plus le maillage est dense, plus la représentation du champ de vitesse devient réaliste (comparaison qualitative). On remarque notamment que les maillages grossiers (particulièrement le maillage 1, représenté en Figure 44) ne parviennent pas à reproduire la recirculation. On observe une baisse de la vitesse, mais pas de vitesses négatives le long de la paroi. Les maillages de densité intermédiaire permettent de reproduire la recirculation et esquissent la

PARTIE 3 : MISE AU POINT D'UNE METHODOLOGIE D'ÉVALUATION ET DE VALIDATION DES MODELES RANS

zone d'accélération de manière réaliste. D'une manière générale, les contours de vitesse simulés se rapprochent de ceux mesurés avec une erreur qui est quantifiée dans les tableaux présentés plus loin dans le document. Sur la base de cette comparaison qualitative (représentation qualitative des champs de vitesses horizontaux pour deux élévations), les maillages de densité intermédiaire pourraient suffire en fonction du niveau de précision souhaité. Le maillage tétraédrique donne des résultats tout à fait comparables à ceux obtenus avec un maillage hexaédrique de densité de nœuds identique. Le modèle *VoF* est moins bon que l'approche *Rigid lid* toujours sur la base de ce seul critère qualitatif (phase (6.1), relative à l'évaluation des modèles à partir d'observations connues, etc.).

Nous avons ensuite étudié l'impact de la densification du maillage, de la géométrie des mailles et de la manière de modéliser la surface libre sur la localisation de l'interface de mélange que l'on peut suivre dans la jonction. Cette interface de mélange est obtenue expérimentalement à partir de la ligne de courant qui part du coin amont de la jonction (point (0 ; 0) sur la Figure 44). Les résultats sont montrés sur la Figure 45. Près de la surface libre, l'interface de mélange est représentée de manière réaliste par les simulations puisque même le maillage grossier (maillage 1) arrive à en fournir une très bonne approximation (Figure 45). Par contre, près du fond, c'est tout le contraire, puisque même le maillage le plus fin (maillage 9) peine à donner une bonne représentation de l'interface de mélange. Sur la Figure 46, on peut observer la comparaison des résultats obtenus à partir du maillage 9, du maillage tétraédrique et du maillage utilisant le modèle VOF. On peut noter la détérioration critique de la représentation de l'interface de mélange près du fond que ce soit pour le maillage tétraédrique ou avec le modèle VOF. Ces deux options semblent être nettement moins performantes sur ce critère en particulier.

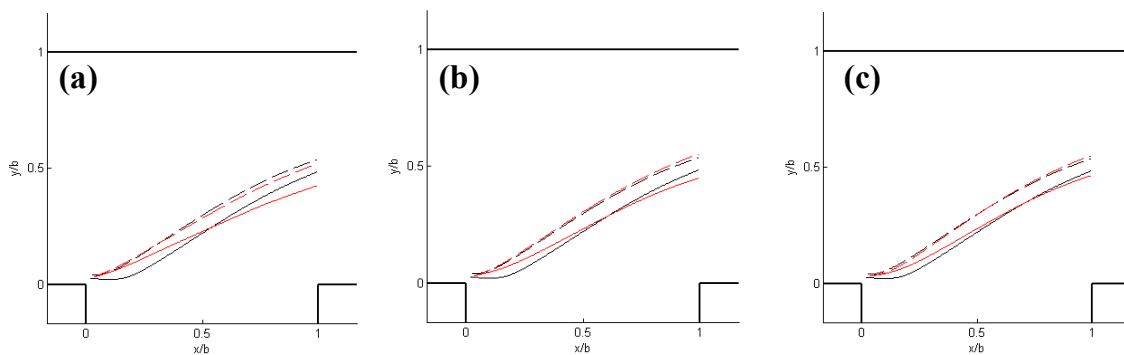


Figure 45. Interface de mélange dans la jonction pour 3 maillages : un grossier (en (a), maillage 1), un intermédiaire (en (b), maillage 6), et un fin (en (c), maillage 9). Les traits noirs sont les mesures, les traits rouges les simulations, les lignes pleines donnent la position de l'interface près du fond ($z = 3$ cm) tandis que les tirets représentent cette interface près de la surface libre ($z = 9$ cm).

PARTIE 3 : MISE AU POINT D'UNE METHODOLOGIE D'ÉVALUATION ET DE VALIDATION DES MODELES RANS

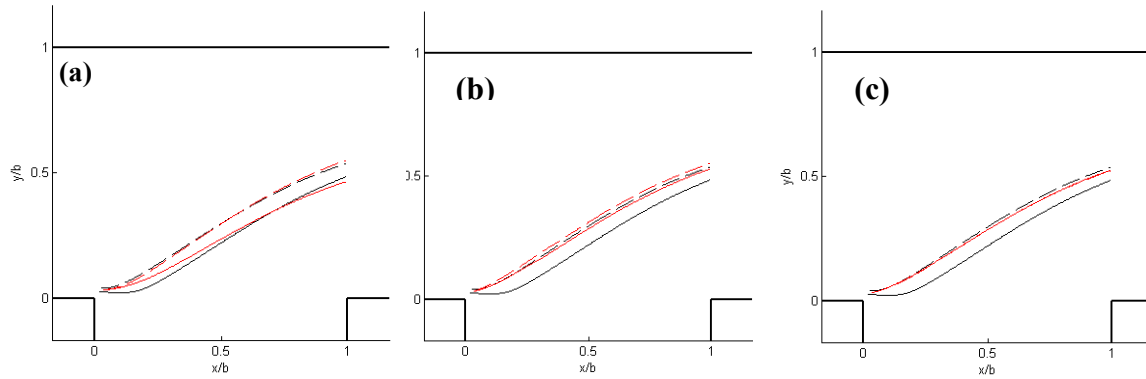


Figure 46. Interface de mélange dans la jonction pour le maillage 9 (a), le maillage tétraédrique (b) et le maillage utilisant le modèle VOF (c). Les lignes noires représentent les mesures tandis que les rouges représentent les simulations. Les lignes pleines représentent l'interface près du fond ($z = 3\text{cm}$) et les tirets l'interface près de la surface ($z = 9\text{cm}$).

Le dernier critère que l'on étudie pour évaluer les différents maillages est la taille de la recirculation, évaluée en largeur et longueur normalisées par rapport à la largeur du canal $b = 0.3\text{ m}$. Pour chaque simulation, on calcule ces deux grandeurs. Pour calculer la longueur normalisée, on regarde, en partant de la jonction, à quelle distance on observe un changement de signe dans les valeurs de vitesse selon l'axe x , ce qui donne le point de rattachement de la recirculation. En divisant par la largeur du canal, on obtient la longueur normalisée de recirculation. Les résultats sont compilés dans le Tableau 13. Pour la largeur de recirculation, on calcule le débit en intégrant les vitesses, en partant de la paroi contre laquelle on observe la recirculation jusqu'à la paroi opposée. La distance pour laquelle on obtient une intégrale nulle est la valeur que l'on garde pour la largeur de recirculation. Les résultats sont compilés dans le Tableau 14. Des données issues de la littérature (Best et Reid, 1984 ;Gurram et al., 1997 ; Borghei et al., 2003) sont ajoutées dans le Tableau 14 afin d'avoir une lecture comparative des résultats.

Tableau 13. Longueur de recirculation normalisée L/b , pour quelques maillages, à deux élévations.

	Mesures	Mail. 1	Mail. 6	Mail. 8	Mail. 9	Tétra	VOF	Gurram	Borghei	Best
$z = 3\text{ cm}$	1.25	1.33	2.33	2.00	2.05	2.37	1.66	-	-	-
$z = 9\text{ cm}$	1.97	2.13	2.67	2.77	2.37	2.50	1.88	2.53	1.70	1.87

Tableau 14. Largeur de recirculation normalisé B/b , pour quelques maillages à deux élévations.

	Mesures	Mail. 1	Mail. 6	Mail. 8	Mail. 9	Tétra	VOF	Gurram	Borghei	Best
$z = 3\text{ cm}$	0.19	NaN	0.20	0.27	0.28	0.38	0.2	-	-	-
$z = 9\text{ cm}$	0.33	NaN	0.20	0.33	0.35	0.30	0.13	0.37	0.47	0.37

Les résultats regroupés dans le Tableau 13 montrent que tous les résultats des simulations obtenus en utilisant tous les maillages ont tendance à surestimer la longueur de la recirculation près du fond

PARTIE 3 : MISE AU POINT D'UNE METHODOLOGIE D'ÉVALUATION ET DE VALIDATION DES MODELES RANS

($z = 3$ cm). Pour la recirculation près de la surface ($z = 9$ cm), seul le maillage utilisant le modèle *VoF* semble donner un résultat cohérent, compatible avec deux des trois longueurs données par les autres chercheurs (sachant que la longueur de recirculation donnée par Gurram *et al.* (1997) a été fortement critiquée par Borghei *et al.* (2003)). Sur ce critère, le modèle *VoF* tend à améliorer les résultats par rapport à l'approche *Rigid lid*, sauf lorsqu'on se place près du fond de la jonction.

Concernant la largeur de la jonction, le Tableau 14 montre qu'aucun maillage n'arrive à reproduire les dimensions de la recirculation à la fois près de la surface et près du fond. Le maillage 6 (maillage intermédiaire) et le maillage utilisant le modèle *VoF* semblent donner de bons résultats pour la largeur près du fond, les autres ayant tendance à largement surestimer la largeur de recirculation. Les maillages qui semblaient donner de bons résultats près du fond montrent des difficultés près de la surface, sous-estimant la largeur. En revanche, les maillages fins 8 et 9, ainsi que le maillage tétraédrique permettent d'améliorer les résultats. On constate que la valeur mesurée est légèrement inférieure à celle qui a été prédite par la littérature (Best et Reid, 1984 ; Gurram *et al.*, 1997 ; Borghei *et al.*, 2003).

Il n'y a donc pas de maillage permettant de reproduire à la fois les longueurs et largeurs de recirculation. Le maillage utilisant le modèle *VoF* semble donner des résultats similaires aux données de la littérature en ce qui concerne la longueur de recirculation en surface, mais reste très imprécis quant à la représentation de la longueur et de la largeur de la recirculation respectivement près du fond et près de la surface.

Conclusion sur le maillage (étape 6.1) :

Pour la suite de l'étude (quantification de la validité des stratégies testées), on conserve donc le maillage 8 ($\Delta x * \Delta y * \Delta z = 15$ mm * 15 mm * 15 mm), avec une approche *Rigid lid*. L'étude de sensibilité des résultats de simulation à la qualité de ce maillage choisi a été menée en utilisant la méthode proposée par Roache (1994). L'erreur relative estimée sur la vitesse moyenne due au maillage a été évaluée à 5%. Ce maillage est donc approprié pour tester les performances des autres options de modélisation.

6.2) On s'intéresse maintenant aux valeurs des indicateurs de performance définis à l'étape 4. Ces indicateurs sont calculés en utilisant les données obtenues avec les mesures PIV (champs de vitesses horizontaux pour plusieurs élévations) sur chacun des trois cas étudiés, à savoir : cas 1 : 2l/s dans le canal principal – 2l/s dans le canal latéral ; cas 2 : 1l/s dans le canal principal – 3l/s dans le canal latéral et cas 3 : 3l/s dans le canal principal – 1l/s dans le canal latéral. L'analyse des valeurs de ces indicateurs permettra d'évaluer la capacité des stratégies de modélisation à représenter les écoulements en jonction. Tous les calculs ont le même nombre d'itérations (50 000, supérieur au nombre requis avant palier de convergence des résidus - pallier obtenu au bout de 20 000 itérations), les mêmes conditions initiales à savoir : hauteur d'eau initiale de 12 cm (calcul monophasique car on utilise l'approche *Rigid lid*) et la vitesse initiale dans tout le domaine est nulle, sauf au niveau des entrées là où les débits sont imposés. Pour l'étude du couple modèle de turbulence/loi de paroi, les schémas de discrétisation sont *Body Force Weighted* pour la pression et *Second-Order Upwind* pour les autres variables. L'algorithme de couplage pression-vitesse est *SIMPLE*. Les résultats obtenus pour le couple modèle de turbulence/loi de paroi sont présentés dans le Tableau 15 pour le Cas 1, le Tableau 16 pour le Cas 2 et le Tableau 17 pour le Cas 3. Pour rappel, les modèles *k- ω* ne nécessitent pas de définition de loi de paroi. Les schémas de discrétisation donnent des résultats plutôt

PARTIE 3 : MISE AU POINT D'UNE METHODOLOGIE D'ÉVALUATION ET DE VALIDATION DES MODELES RANS

équivalents sur les cas testés, à l'exception des schémas de discrétisation qui permettent de traiter le terme de pression. Dans ce cas, les schémas *standard* et *linear* conduisent à une très forte dégradation des résultats. Shyy *et al.* (1992) compare un schéma « *Second-Order Upwind* » et un schéma « *central difference* » pour la simulation d'un écoulement en recirculation, démontrant la supériorité du « *Second-Order Upwind* ». Aubin *et al.* (2004) insiste sur l'importance d'utiliser un schéma d'ordre au moins 2 pour la discrétisation spatiale.

Tableau 15. Indices de performances pour les différentes combinaisons de modèles de turbulence et lois de paroi, en ce qui concerne la représentation des champs de vitesse horizontaux pour l'élévation $z = 3$ cm, pour le Cas 1.

Cas 1	$k-\varepsilon$ standard			$k-\varepsilon$ RNG				
	Standard	Scalable	Non-equi.	Enhanced	Standard	Scalable	Non-equi.	Enhanced
Concordance qualitative	Bonne	Bonne	-	Bonne	Bonne	Bonne	-	Bonne
$RMS_{x_{exp,i}}$	0.7002	0.6947	-	0.6731	0.7209	0.8573	-	0.8021
$RMS_{\bar{x}_{exp}}$	0.139	0.1274	-	0.1377	0.1603	0.1558	-	0.1882
MAE (m/s)	0.008	0.0072	-	0.0081	0.0116	0.0105	-	0.0118
	$k-\varepsilon$ Realizable			RSM				
	Standard	Scalable	Non-equi.	Enhanced	Standard	Scalable	Non-equi.	Enhanced
Concordance qualitative	Bonne	Bonne	-	Bonne	Bonne	Bonne	-	Bonne
$RMS_{x_{exp,i}}$	0.7521	0.8195	-	0.7753	0.4684	0.4437	-	0.47
$RMS_{\bar{x}_{exp}}$	0.1703	0.1466	-	0.1742	0.1721	0.1772	-	0.1427
MAE (m/s)	0.0104	0.0089	-	0.0105	0.012	0.0119	-	0.0098
	$k-\omega$ standard		$k-\omega$ SST					
	-		Bonne					
	$RMS_{x_{exp,i}}$		0.7844					
	$RMS_{\bar{x}_{exp}}$		0.1662					
	MAE (m/s)		0.0115					

PARTIE 3 : MISE AU POINT D'UNE METHODOLOGIE D'ÉVALUATION ET DE VALIDATION DES MODELES RANS

Tableau 16. Indices de performances pour les différentes combinaisons de modèle de turbulence et loi de paroi, en ce qui concerne la représentation des champs de vitesse horizontaux pour l'élévation $z = 3$ cm, pour le Cas 2.

Case 2	<i>k-ε</i> standard			<i>k-ε</i> RNG				
	Standard	Scalable	Non-equi.	Enhanced	Standard	Scalable	Non-equi.	Enhanced
Concordance qualitative	Bonne	-	-	Bonne	Bonne	Bonne	Bonne	Bonne
$RMS_{x_{exp,i}}$	1.0247	-	-	1.0115	0.9817	0.9875	-	0.9496
$RMS_{\overline{x_{exp}}}$	0.2629	-	-	0.2532	0.3262	0.3189	-	0.2776
MAE (m/s)	0.0189	-	-	0.0186	0.022	0.0219	-	0.0198
	<i>k-ε</i> Realizable			<i>RSM</i>				
	Standard	Scalable	Non-equi.	Enhanced	Standard	Scalable	Non-equi.	Enhanced
Concordance qualitative	Bonne	Bonne	-	Bonne	Bonne	Bonne	Bonne	Bonne
$RMS_{x_{exp,i}}$	1.1713	1.1804	-	1.0444	0.5089	0.4796	1.7762	0.5698
$RMS_{\overline{x_{exp}}}$	0.2865	0.2941	-	0.2664	0.2552	0.2507	0.3349	0.2243
MAE (m/s)	0.0212	0.0212	-	0.0198	0.0199	0.0194	0.0273	0.0164
	<i>k-ω</i> standard		<i>k-ω</i> SST					
Concordance qualitative	Bonne		Bonne					
$RMS_{x_{exp,i}}$	1.1738		0.6958					
$RMS_{\overline{x_{exp}}}$	0.2792		0.2844					
MAE (m/s)	0.0206		0.0205					

PARTIE 3 : MISE AU POINT D'UNE METHODOLOGIE D'ÉVALUATION ET DE VALIDATION DES MODELES RANS

Tableau 17. Indices de performances pour les différentes combinaisons de modèle de turbulence et loi de paroi, en ce qui concerne la représentation des champs de vitesse horizontaux pour l'élévation $z = 3$ cm, pour le Cas 3.

Case 3	$k-\varepsilon$ standard			$k-\varepsilon$ RNG				
	Standard	Scalable	Non-equi.	Enhanced	Standard	Scalable	Non-equi.	Enhanced
Concordance qualitative	Bonne	Bonne	-	Bonne	Bonne	Bonne	Bonne	Bonne
$RMS_{x_{exp,i}}$	0.4133	0.4184	-	0.4172	0.4252	0.527	-	0.5772
$RMS_{\overline{x_{exp}}}$	0.0921	0.0912	-	0.0891	0.146	0.1367	-	0.1408
MAE (m/s)	0.0065	0.0064	-	0.006	0.0107	0.0102	-	0.0104
	$k-\varepsilon$ Realizable			RSM				
	Standard	Scalable	Non-equi.	Enhanced	Standard	Scalable	Non-equi.	Enhanced
Concordance qualitative	Bonne	Bonne	-	Bonne	Bonne	Bonne	Bonne	Bonne
$RMS_{x_{exp,i}}$	0.4362	0.558	-	0.587	0.3499	0.3453	1.3559	0.3671
$RMS_{\overline{x_{exp}}}$	0.139	0.1356	-	0.1401	0.1306	0.1278	0.2621	0.1011
MAE (m/s)	0.0108	0.01	-	0.0105	0.0102	0.0099	0.0191	0.0073
	$k-\omega$ standard		$k-\omega$ SST					
Concordance qualitative	Bonne		Bonne					
$RMS_{x_{exp,i}}$	0.4643		0.6038					
$RMS_{\overline{x_{exp}}}$	0.1102		0.1347					
MAE (m/s)	0.0082		0.011					

Les valeurs des indicateurs de performances sont telles que : MAE inférieure à 2 fois l'incertitude de mesure estimée (ici 5.10^{-3} m.s⁻¹, soit une MAE acceptable si inférieure à 1.10^{-2} m.s⁻¹ ; ce critère a déjà été adopté par Muste *et al.*, 2012 ou par Lepot *et al.*, 2014), $RMS_{\overline{x_{exp}}}$ inférieur à 0.15 et un $RMS_{x_{exp,i}}$ inférieur à 1.

Pour le Cas 1, le modèle $k-\varepsilon$ standard associé à la loi de paroi *scalable* donne les meilleurs résultats au regard des valeurs de MAE et $RMS_{\overline{x_{exp}}}$. Le modèle *RSM* associé à la loi de paroi *standard* donne les meilleurs résultats par rapport à la valeur de $RMS_{x_{exp,i}}$. Toutes les combinaisons donnent des résultats plutôt équivalents, à l'exception de la loi de paroi *non-equilibrium* et du modèle $k-\omega$ standard qui ne permettent pas d'avoir une bonne concordance qualitative des résultats.

Pour le Cas 2, le modèle *RSM* couplé à la loi de paroi *scalable* donne le meilleur $RMS_{x_{exp,i}}$, tandis que couplé à la loi *enhanced*, il donne les meilleurs MAE et $RMS_{\overline{x_{exp}}}$. On peut remarquer que le modèle $k-\varepsilon$ standard est bien moins performant pour ce cas plus complexe (écoulement latéral prépondérant) de même que les modèles $k-\varepsilon$ RNG et $k-\varepsilon$ Realizable. On note que la loi de paroi *non-equilibrium* n'est toujours pas adaptée. Le modèle $k-\omega$ standard est également moins performant.

Pour le Cas 3 enfin, le modèle *RSM* associé à la loi *scalable* garde le meilleur $RMS_{x_{exp,i}}$, et le modèle $k-\varepsilon$ standard associé à la loi de paroi *enhanced* donne les meilleurs MAE et $RMS_{\overline{x_{exp}}}$. Tous les

modèles donnent des résultats plutôt cohérents pour ce cas (l'écoulement principal est largement prépondérant, les courants secondaires sont de plus faibles intensités, Weber *et al.*, 2001), à l'exception, comme pour les précédents cas, de la loi de paroi *non-equilibrium* qui n'est clairement pas adapté à ce type d'écoulement, à la lumière de ces résultats.

Concernant la représentation du champ de vitesses horizontales, les résultats montrent que les schémas de discrétisation spatiale des équations, à l'exception du schéma de discrétisation du terme de pression, n'avaient pas d'influence significative sur les solutions obtenues. Les résultats pour les schémas de discrétisation concernant la pression sont présentés dans le Tableau 18. Les résultats présentés utilisent le modèle *k-ε standard* avec la loi de paroi *scalable*. Comme pour les précédentes simulations, les résultats sont ceux obtenus après 50 000 itérations de calcul, et utilisent l'algorithme de couplage pression-vitesse *SIMPLE*.

Tableau 18. Indicateur de performance pour le schéma de discrétisation spatial du terme de pression

$z = 3 \text{ cm}$	Standard	Pressure linear	Second Order	PRESTO	Body force weighted
MAE	0.0261	0.0303	0.0294	0.0069	0.0064
$RMSE_{x_{exp,i}}$	1.9231	2.2033	2.3908	0.6752	0.4302
$RMSE_{\bar{x}_{exp}}$	0.2936	0.333	0.331	0.1017	0.0824

On remarque que le meilleur schéma est *Body Force Weighted*, légèrement devant le schéma *PRESTO*. Les autres schémas donnent de très mauvais résultats et sont fortement déconseillés pour nos cas d'études. Il est intéressant de noter que les performances plutôt bonnes de *Body Force Weighted* ne sont pas obtenues au prix d'un temps de calcul plus élevé, ce schéma de discrétisation ayant le même temps de convergence que les autres schémas de discrétisation disponibles pour la pression. Nous ne présenterons pas ici les résultats pour les schémas de discrétisation disponibles pour d'autres variables (quantité de mouvement, fraction volumique, énergie cinétique turbulente, taux de dissipation turbulente, contraintes de Reynolds – pour RSM uniquement – etc.), du fait de leur influence non significative sur les résultats.

Enfin, la dernière option de simulation qui a été étudiée est l'algorithme de couplage pression-vitesse. Le code ANSYS FLUENT en propose 4 : *SIMPLE*, *SIMPLEC*, *PISO* et *Coupled*. Les mêmes algorithmes ou des variantes sont également incorporés dans d'autres codes de type CFD. Les résultats ne montrent strictement aucune influence de ce paramètre numérique en particulier, les solutions obtenues étant strictement les mêmes. On peut supposer qu'il n'agisse ici que sur la robustesse de la convergence (i.e. contrôle plus efficace ou pas de la convergence pour éviter que les calculs ne divergent), comme le précise Jang *et al.* (1986). Tous les algorithmes de couplage pression/vitesse semblent permettre de contrôler efficacement la convergence pour le cas des écoulements en jonction.

Conclusion sur les stratégies de modélisation (étape 6.2)

Pour ce qui est des lois de paroi, il ressort qu'il faut préférer la loi de paroi *scalable* à la loi de paroi standard, lorsque les modèles de type *k-ε* sont utilisés. Il est préférable de coupler le modèle de turbulence *RSM* avec la loi de paroi *enhanced*, en particulier lorsque le débit latéral est prépondérant. La loi de paroi *non-equilibrium* n'est à utiliser qu'en cas de fort décollement

d'écoulement (vitesses élevées, présences de marche – voir Kim *et al.*, 2005) et ne semble pas adaptée à notre étude de cas.

Le couple loi de paroi/modèle de turbulence apparaît comme étant une des options numériques décisive pour la précision des résultats. Néanmoins certaine association loi de paroi/modèle de turbulence sont plus coûteuses en temps de calcul que d'autres. Ainsi, pour les Cas 1 et 3, le modèle RSM n'est pas nécessaire (voire donne des résultats moins satisfaisants pour l'écoulement moyen, avec un temps de calcul plus long), mais pour le Cas 2, c'est le meilleur modèle, plutôt loin devant ceux qui étaient satisfaisants pour les Cas 1 et 3.

Les schémas de discrétisation pour la pression jouent également un rôle prépondérant. Il apparaît que le schéma *Body Force Weighed* est celui qu'il faut sélectionner pour le cas des écoulements en jonction. Il est possible que pour d'autres écoulements, les schémas de discrétisation pour les autres variables prennent de l'importance comme indiqué par Kim *et al.* (1999). Enfin, l'algorithme de couplage pression-vitesse n'a aucune influence pour nos cas d'étude, même si l'algorithme PISO est conseillé dans la littérature (Jang *et al.*, 1986).

Discussion sur la généralisation des résultats et du guide

La méthodologie en 6 étapes a été appliquée à un cas de jonction pour l'exemple. Elle a également été appliquée avec succès au cas des bifurcations et à l'étude d'un déversoir d'orage *in situ* (site d'Ecully). Il est donc possible d'appliquer ce guide pour la modélisation de n'importe quelle singularité (ou ouvrage spécial) présente en réseau d'assainissement : bifurcations, coudes, déviations, marches, ruptures de pente, seuils et déversoirs d'orages (liste non exhaustive). Pour chaque singularité ou ouvrage spécial, il convient de bien formuler les hypothèses en lien avec les phénomènes clés à représenter. Ces hypothèses (régime d'écoulement, courbe de remous, stratégie de modélisation appropriée) peuvent être posées à l'issue d'une analyse préalable, en s'appuyant sur des résultats de la littérature, sur des données existantes ou sur des estimations à partir d'outils numériques tels que CANOE (logiciel d'hydrologie urbaine développé par l'INSA de Lyon et SOGREAH, <http://www.canoe-hydro.com/>), HSL (logiciel d'hydraulique à surface libre de l'ENGEES, disponible sur <http://engees.unistra.fr/site/recherche/unites-de-recherche/guide-technique-deversoir-dorage-do/>) ou CalDO (logiciel de l'ENGEES, permettant de simuler des déversoirs d'orage en 1D, disponible sur le même lien que pour HSL). A l'issue de cette phase d'analyse, il sera possible par exemple de cerner les courbes de remous à reproduire ou les gammes de débits mis en jeu, etc. Il faut ensuite appliquer le guide décrit en 6 étapes, en étant tout particulièrement vigilant vis-à-vis de l'étape 4 et de la critique des données de validation. En effet, pour des écoulements en réseau d'assainissement, obtenir des données de validation de qualité est plus complexe que pour un cas de laboratoire.

B. Application du guide au cas de la bifurcation : Intérêt de la modélisation en régime transitoire

On applique à nouveau la méthodologie en 6 étapes au cas de la modélisation des écoulements en bifurcation. On commence donc par définir le but de l'étude (**1^{ère} étape**) : on s'intéresse ici à la capacité des modèles RANS à reproduire la répartition des débits dans les branches aval d'une bifurcation de canaux rectangulaires à 90° (répartition prise généralement comme paramètre d'entrée dans les études qui se sont intéressées à la modélisation des bifurcations, plutôt que comme variable de sortie, par exemple Rammamurthy *et al.*, 2007). Ce but a un intérêt pour la métrologie, car si on est capable de prédire la répartition des débits à partir de la mesure du débit à l'amont de la bifurcation, non seulement on s'affranchit des perturbations liées à la bifurcation en elle-même, mais en plus on diminue le nombre de capteurs nécessaires (au lieu d'avoir des capteurs dans chaque branche, l'instrumentation de la branche amont suffit).

Cela nous amène à la **2^{ème} étape** : les données de validation sont obtenues sur le dispositif du LMFA, donc le domaine modélisé est une bifurcation de canaux rectangulaires en plexiglas se séparant avec un angle de 90°. La rugosité des canaux est estimée à 5.10^{-5} m. On s'intéresse à 3 écoulements différents, présentés dans le Tableau 19, pour lesquels on dispose des mesures de hauteur d'eau et de débit dans la canalisation latérale.

Tableau 19. Description des cas étudiés pour la bifurcation et débit dans la canalisation latérale associée.

	Cas 1	Cas 2	Cas 3
Débit entrant Q (L.s ⁻¹)	4	4	4
Hauteur de seuil dans la canalisation avale principale (mm)	34.50	25.78	18.41
Hauteur de seuil dans la canalisation avale latérale (mm)	12.16	22.19	32.73
Débit mesuré dans la canalisation avale latérale (L.s ⁻¹)	3.18	2.05	0.91

Pour la **3^{ème} étape**, on fait une analyse de l'écoulement étudié. L'écoulement est fluvial, avec une influence aval. La répartition des débits sera modifiée à l'aide de seuil à l'aval des canaux. La surface libre n'est a priori pas constante sur le domaine. Dans la littérature (par exemple Neary *et al.*, 1999), on peut trouver les structures clés à représenter : une zone de recirculation, une zone d'accélération. Quelques tests numériques sont effectués pour évaluer qualitativement la capacité des modèles à représenter un écoulement de référence (hauteur de crête à 9,8 cm dans les deux branches aval, répartition des débits aux alentours de 50%-50%, débit entrant à 4 L.s-1) pour lequel des données de PIV sont disponibles. On fait ici une hypothèse forte sur le comportement du modèle en supposant que la stratégie de modélisation appliquée pour l'écoulement de référence (beaucoup plus lent et avec des hauteurs d'eau plus importantes) sera valable pour les cas décrits dans le Tableau 19 (plus rapide avec de plus faibles hauteurs d'eau).

PARTIE 3 : MISE AU POINT D'UNE METHODOLOGIE D'ÉVALUATION ET DE VALIDATION DES MODELES RANS

On définit le critère d'évaluation de nos modèles (**4^{ème} étape**) : notre variable d'intérêt est la répartition des débits, donc deux mesures de débits, à l'aval des jonctions. Utiliser ici les indices de types RMS n'est pas intéressant, du fait de la très faible quantité de point de comparaison. On utilisera donc l'indice MAE.

Avec les résultats des étapes 2 et 3, on définit les options numériques utilisées (**5^{ème} étape**). Les choix sont : *RSM* pour le modèle de turbulence, *mass-flow inlet* pour l'entrée d'eau, *pressure outlet* pour les sorties des branches aval et *scalable wall-function* pour la loi de paroi. Les schémas de discrétisation sont *Body-Force Weighted* pour la pression et *Second-Order Upwind* pour les autres variables. Le maillage identifié comme offrant le meilleur compromis entre précision et temps de calcul est représenté à la Figure 47. Les dimensions des cellules sont de l'ordre de $\Delta x * \Delta y * \Delta z = 0.75 \text{ cm} * 0.75 \text{ cm} * 0.75 \text{ cm}$ dans la bifurcation et les branches avales avant seuil, et un peu plus relâchées (notamment dans la direction *x*) dans la branche amont et dans la partie des branches aval après les seuils qui régissent les hauteurs d'eau dans l'écoulement.

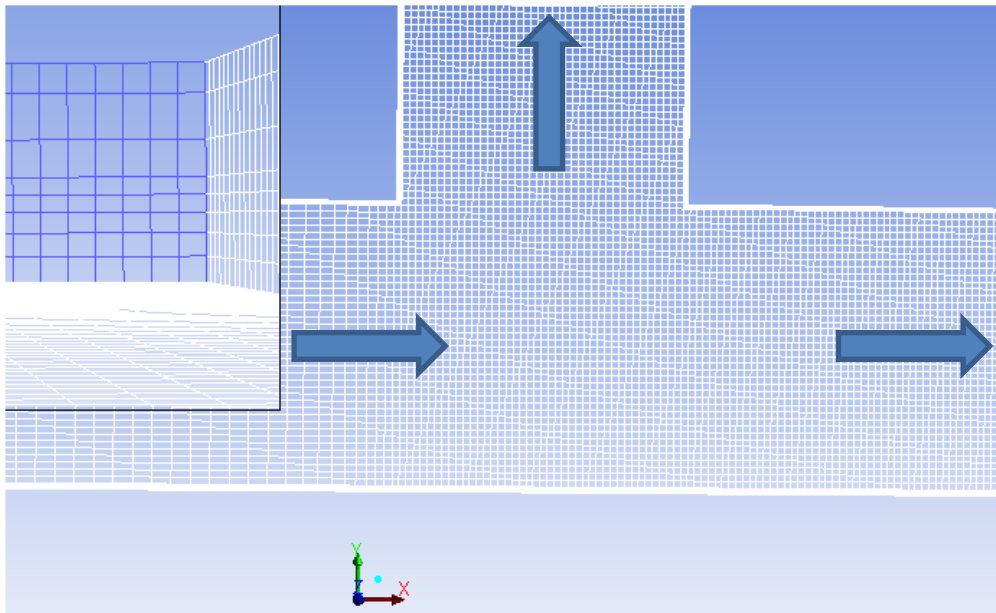


Figure 47. Maillage utilisé pour les simulations de prédiction du débit latéral en bifurcation. Les flèches bleues indiquent le sens de l'écoulement.

On passe à l'**étape 6-1** : évaluation qualitative du modèle. Est-ce que les structures clés (zone d'accélération, zone de recirculation) de la bifurcation sont représentées ? Les résultats des tests concernant la représentation du champ de vitesse horizontal en deux élévations pour notre écoulement de référence sont montrés à la Figure 48. On remarque que le choix du modèle de turbulence *RSM* est justifié. En effet le modèle *k-ε standard* ne parvient à représenter le champ de vitesse expérimental et le modèle *k-ε RNG* (pourtant bien meilleur que le modèle *k-ε standard*) a tendance à sous-estimer la taille de la zone de recirculation (notamment sa longueur).

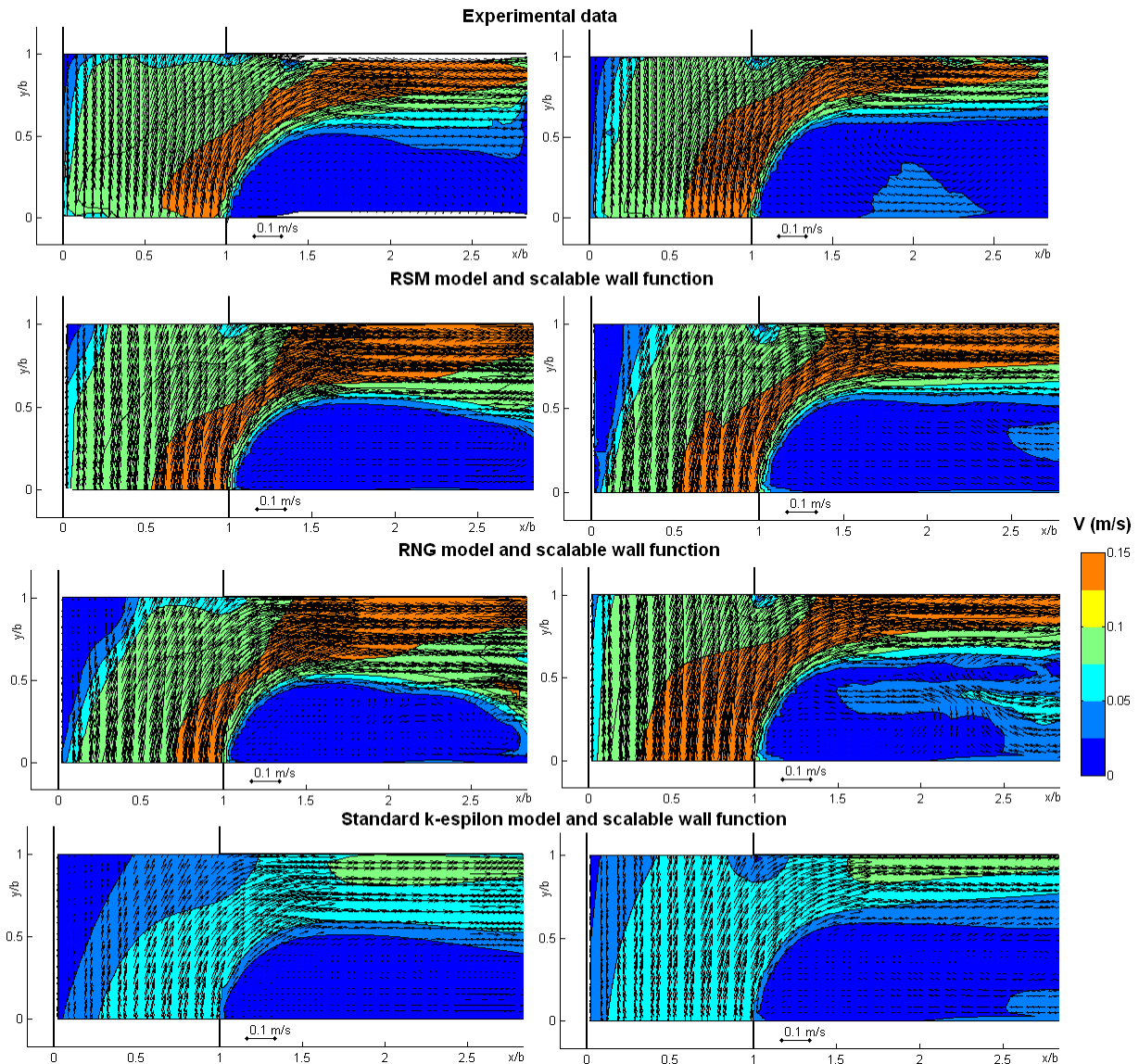


Figure 48. Comparaison des performances de différents modèles de turbulence (k-ε standard, k-ε RNG et RSM), toutes autres options de turbulence étant gardées constantes d’une simulation à l’autre.

Étape 6-2 : les résultats des simulations menées en *steady-state* (régime permanent) sont montrés dans le Tableau 20. Les performances sont plutôt correctes (aux alentours de 10 % d’erreur), avec une performance moindre sur le Cas 1, dont l’erreur relative monte jusqu’à 16%. Ces erreurs relatives, bien qu’acceptables, car dans la limite haute de ce qui est accepté par la communauté (voir Stovin *et al.*, 2008), restent un peu hautes.

Tableau 20. Débits latéraux simulés et comparés aux mesures (pourcentage de différence avec la mesure entre parenthèse). Le pourcentage de la seconde ligne correspond à ce que représente la différence débit entrant moins débit sortant par rapport au débit entrant. C’est un indicateur de la convergence du calcul.

	Cas 1	Cas 2	Cas 3
Débit Q dans la branche latérale ($L.s^{-1}$)	2.73 (-14%)	1.87 (-9%)	1.03 (+11%)
Différence débit entrant-débit sortant ($L.s^{-1}$)	0.09 (-2,3%)	0.10 (2.5%)	0.07 (1.75%)

PARTIE 3 : MISE AU POINT D'UNE METHODOLOGIE D'ÉVALUATION ET DE VALIDATION DES MODELES RANS

L'évolution du débit simulé dans la branche latérale est représentée dans la Figure 49 pour le Cas 1, la Figure 50 pour le Cas 2 et la Figure 51 pour le Cas 3. On remarque que pour le Cas 1 et 2, l'utilisation du régime transitoire mène une amélioration conséquente des résultats. On passe en effet de 14 % d'erreur à 7 % seulement pour le Cas 1 et de 9 % à 2.5 % environ pour le Cas 2. En revanche, pour le Cas 3, après une légère amélioration de la solution de convergence, la simulation retourne vers la même valeur que la simulation en régime permanent, gardant 11 % d'erreur par rapport aux mesures. La simulation en régime transitoire amène donc une bonne amélioration des résultats pour certains cas et ne détériore pas les résultats obtenus en régime permanent, quel que soit le cas simulé. Le régime transitoire amène par contre un défaut : le temps de calcul. Alors que les simulations en régime permanent ne demandent qu'une semaine au plus, les calculs en transitoire ont nécessité entre un mois et un mois et demi de calcul. Une amélioration nette pour les Cas 1 et 2 est obtenue au prix d'un lourd coût en temps de calcul. Par contre, pour le Cas 3, ce surcoût est inintéressant, du fait que la solution n'est aucunement améliorée.

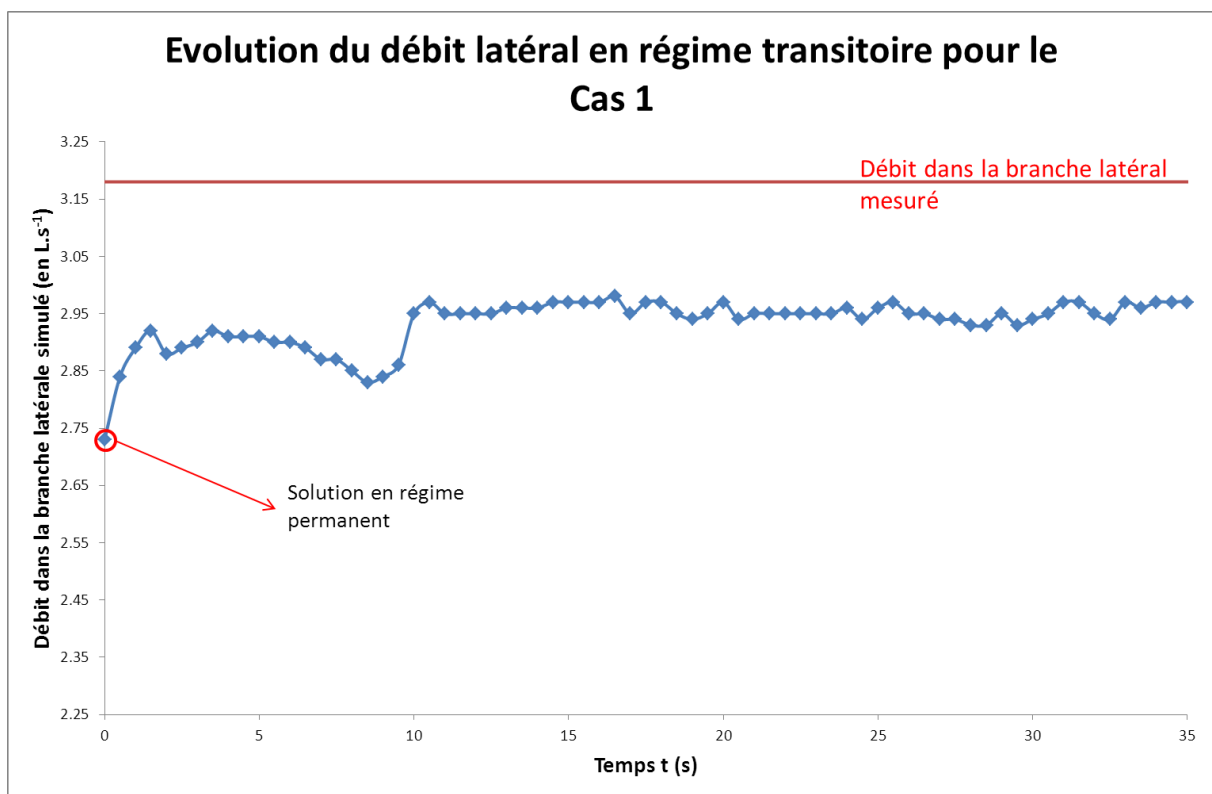


Figure 49. Évolution du débit simulé dans la branche latérale en utilisant un régime transitoire de simulation, ayant pour état à $t = 0s$ l'état final de la simulation en régime permanent, pour le Cas 1.

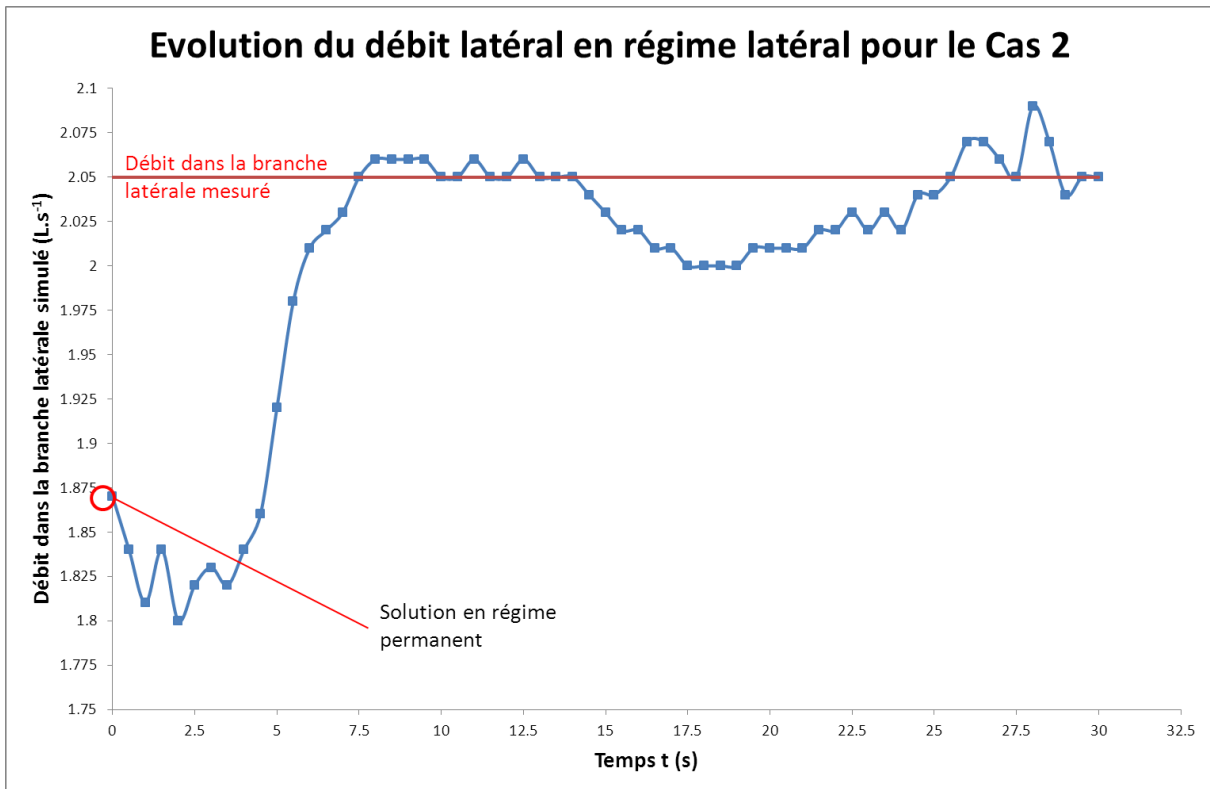


Figure 50. Évolution du débit simulé dans la branche latérale en utilisant un régime transitoire de simulation, ayant pour état à t = 0s l'état final de la simulation en régime permanent, pour le Cas 2.

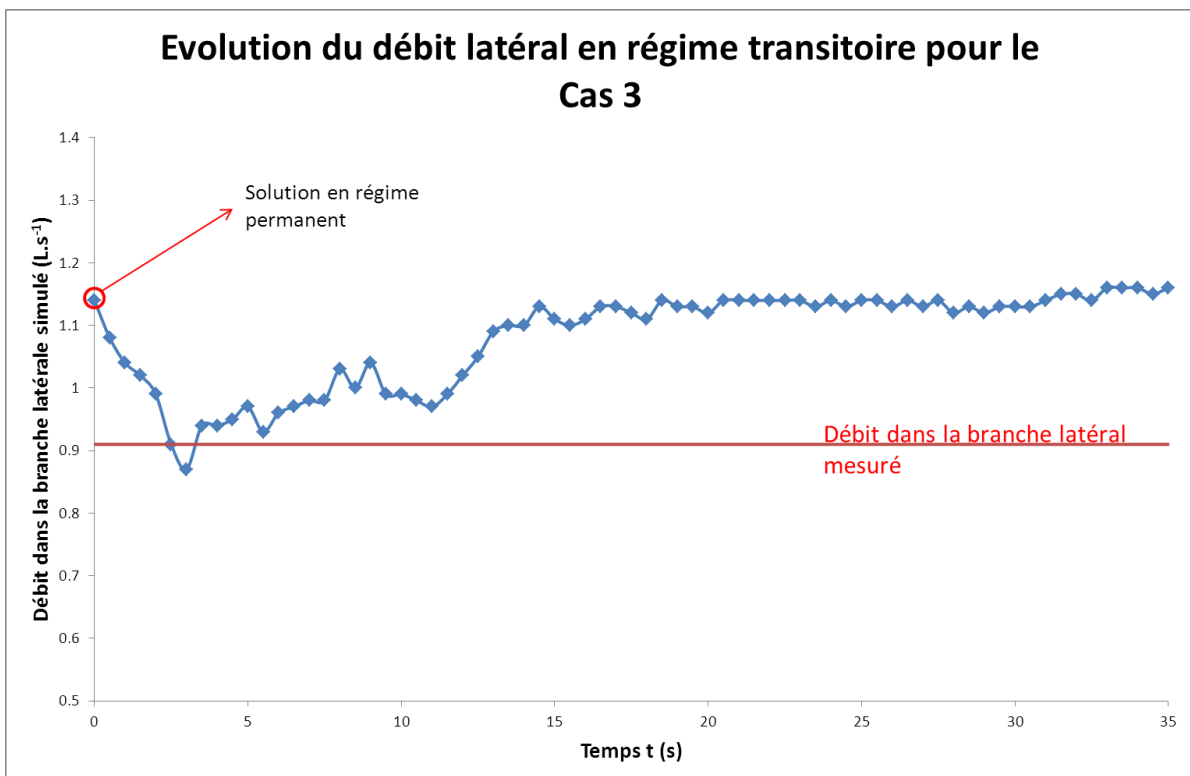


Figure 51. Évolution du débit simulé dans la branche latérale en utilisant un régime transitoire de simulation, ayant pour état à t = 0s l'état final de la simulation en régime permanent, pour le Cas 3.

C. Application du guide pour simuler des écoulements au niveau du déversoir d'Ecully

Cette partie s'attache à démontrer l'intérêt de la méthodologie développée dans la partie précédente pour l'amélioration de l'instrumentation des ouvrages existants et de l'auto-surveillance du réseau en général grâce à plusieurs exemples concrets.

I. Introduction

Le déversoir d'Ecully (voir Figure 52) est un site de l'OTHU (Observatoire de Terrain en Hydrologie Urbaine), pour lequel des données d'auto-surveillance sont disponibles depuis 2004 (notamment les hauteurs d'eau et les vitesses dans la canalisation d'entrée au pas de temps de deux minutes et quelques mesures de débits dans la canalisation de déverse). Les différentes caractéristiques du bassin versant dont les eaux sont recueillies par le déversoir d'Ecully sont décrites dans le Tableau 21. Ce site est intéressant de par sa géométrie complexe (voir Figure 53) et son accessibilité. Cette géométrie complexe engendre des écoulements eux-mêmes très complexes, difficiles à cerner avec les mesures disponibles qui ne sont pas assez nombreuses pour les représenter avec exactitude. De plus, les mesures dans la canalisation de décharge sont peu fiables dans l'ensemble, affectées pour la plupart par une remontée du milieu naturel (le ruisseau des Planches) dans la canalisation lors de forts évènements orageux.

Etape 1 : Le but de l'étude est donc de modéliser l'écoulement dans le déversoir d'Ecully afin d'en améliorer l'instrumentation et notamment de fiabiliser les mesures de débit déversé.



Figure 52. Photos de la chambre de déversement (sur la gauche) et de l'embouchure de la canalisation de déverse donnant sur le milieu naturel (sur la droite).

Tableau 21. Caractéristiques du bassin versant du déversoir d'Ecully.

Localisation	Ouest de Lyon, France
Surface (ha)	245
Type de bassin	Résidentiel faible densité
Coefficient d'imperméabilité	42%
Type de réseau	Unitaire

Etape 2 : L'étude se divise en deux parties : une première partie sur la validation du modèle 3D en utilisant des données validées de la partie amont (dans la canalisation d'entrée) et une deuxième partie dont le but est l'amélioration de l'instrumentation de la canalisation de décharge, afin d'obtenir des mesures de débit déversé plus fiables. Les parties amont et aval du déversoir sont délimitées sur la Figure 53.

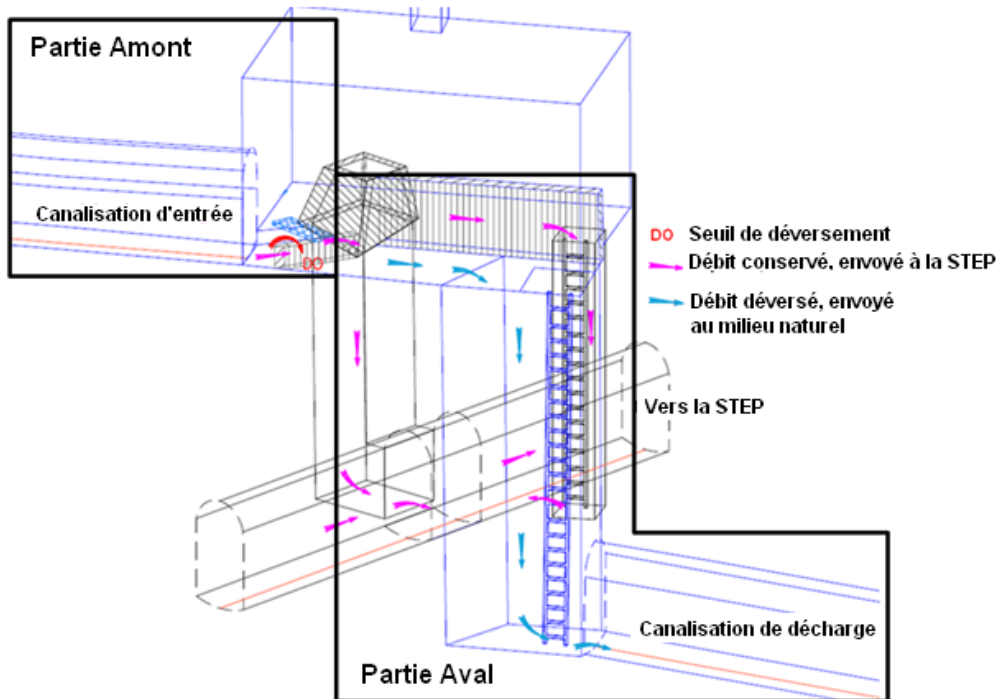


Figure 53. Géométrie du déversoir d'Ecully.

II. Capteurs et validation des données

Etape 3 : on dispose de quatre points de mesure différents dans la partie amont, disposés dans la canalisation d'entrée dans la chambre du déversoir. Les capteurs disposés sont les suivants :

- H_1 : capteur radar, mesurant hauteur d'eau et vitesse ;
- H_2 : capteur piézo-résistif, mesurant la hauteur d'eau ;
- H_3 : capteur ultrasonique, mesurant hauteur d'eau et vitesse ;
- H_4 : capteur Doppler mesurant la vitesse, doublé d'un capteur piézo-résistif

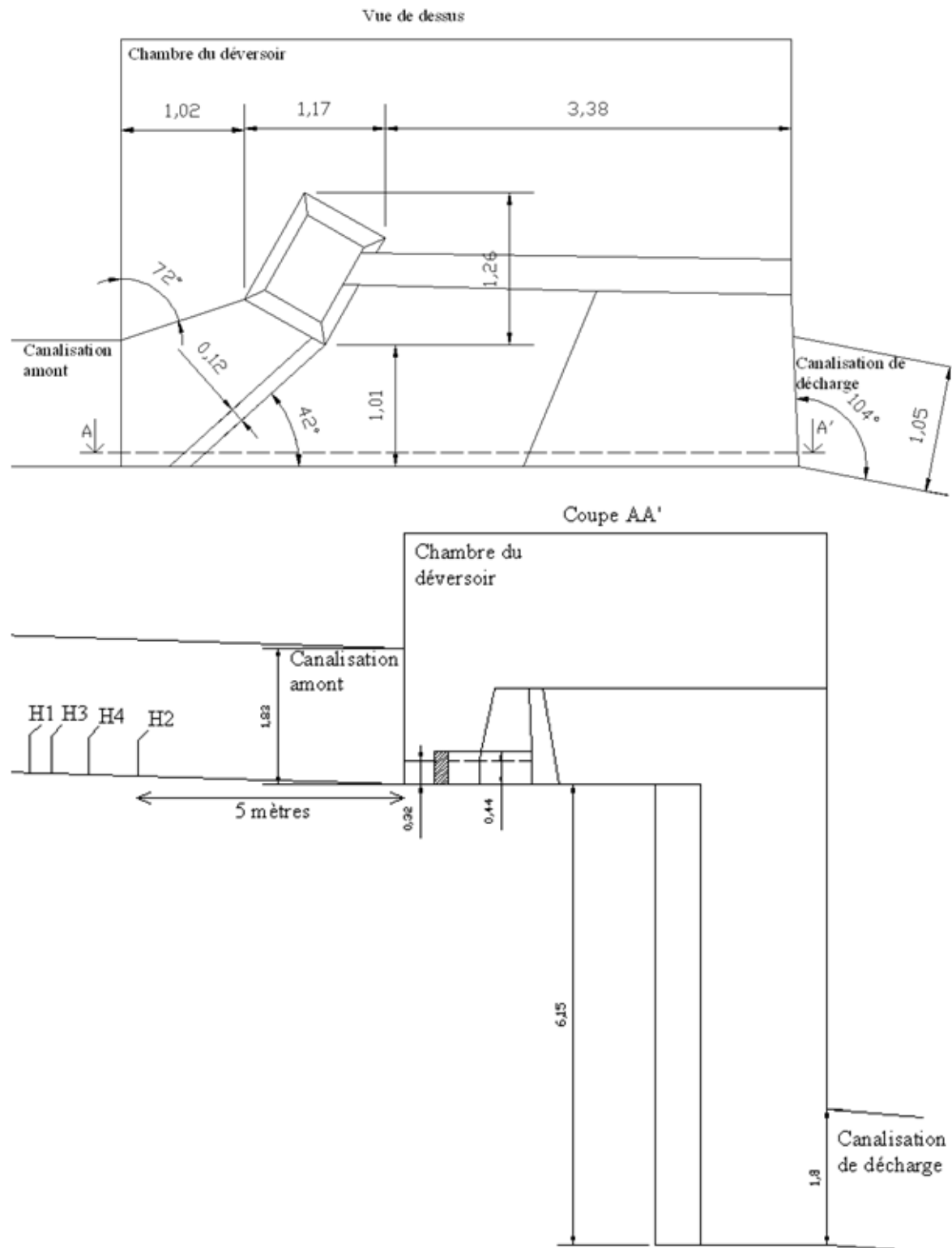
mesurant la hauteur d'eau.

Les différentes positions des capteurs sont représentées sur la Figure 54. La multiplicité des mesures permet de s'assurer de leur cohérence et d'avoir des données même en cas de défaillance de l'un des capteurs. L'analyse de la ligne d'eau mesurée par les différents capteurs nous donne un profil hydraulique (représenté dans la Figure 55) qui semble être perturbé par le capteur Doppler. De cette analyse du profil hydraulique, on déduit que les hauteurs d'eau mesurées en H_4 et en H_2 ne sont pas fiables. Il est assez courant d'observer ce genre de perturbation de la ligne d'eau par les capteurs Doppler, ces derniers étant généralement adaptés à des écoulements très particuliers, avec un intervalle de hauteur d'eau tel qu'ils soient capables de mesurer correctement le profil de vitesse (ce qui n'est plus le cas pour de trop fortes hauteurs d'eau) sans trop perturber l'écoulement (ce qui est le cas pour de trop faible hauteur d'eau). Ces problèmes sont liés à la nature intrusive de ces

PARTIE 3 : MISE AU POINT D'UNE METHODOLOGIE D'ÉVALUATION ET DE VALIDATION DES MODELES RANS

capteurs, contrairement aux capteurs radar ou ultrasoniques, qui permettent des mesures non intrusives.

Pour la suite de l'étude, nous n'utiliserons donc que les mesures fournies par les capteurs en position H_1 ou H_3 , les données fournies par ces capteurs étant considérées comme validées et non impactées par le capteur Doppler.



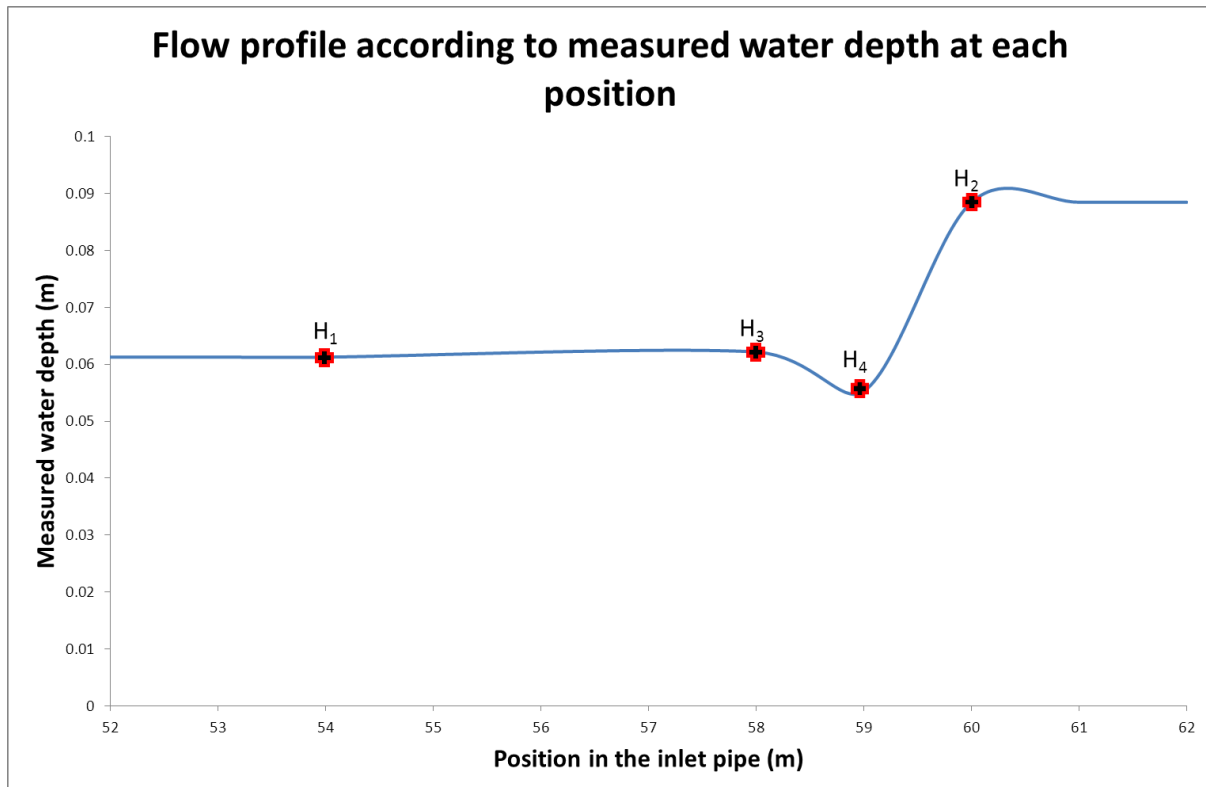


Figure 55. Représentation du profil hydraulique mesuré dans la canalisation d'entrée. Il est à noter que les hauteurs d'eau mesurées en H_1 et H_3 correspondent à la hauteur normale dans le canal.

De 2004 à 2008, un capteur mesurant hauteur et vitesses (afin d'obtenir le débit) était installé dans la canalisation de décharge. En utilisant les données fournies par ce capteur, on peut construire la courbe de fonctionnement du déversoir, nous donnant le débit conservé envoyé à la station d'épuration en fonction du débit entrant. Cette courbe de fonctionnement est montrée à la Figure 56. On remarque plusieurs choses : les points sont très dispersés, et une tendance claire n'est pas facile à déterminer, notamment pour des débits entrants supérieurs à $1.2 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. De plus, les incertitudes sur la position des points (qui ne sont pas montrées sur ce graphique pour ne pas perdre en lisibilité) sont assez importantes, montant facilement jusqu'à 30-40 %, surtout pour les points dont le débit entrant est supérieur à $1 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Il est également intéressant de noter que les points sont très loin de dégager une tendance comparable aux courbes théoriques (que ce soit la courbe théorique parfaite ou celle dégradée) laissant supposer que le déversoir ne remplit pas son rôle (limiter le débit envoyé à la station d'épuration afin d'empêcher une baisse drastique de son efficacité) ou que les données ne sont pas fiables, à cause par exemple de la remontée du milieu naturel (ruisseau des Planches) dans la canalisation ou d'un champ de vitesses impropre à la mesure. Il est également possible que les deux suppositions soient vraies : des mesures non fiables et un déversoir non efficace. Pour ces raisons, les données concernant la canalisation de déverse ne seront pas utilisées pour la validation de notre modélisation et seront mises à l'épreuve par cette modélisation une fois qu'elle sera validée. Le but ici est d'améliorer, si possible, la mesure dans la canalisation de décharge.

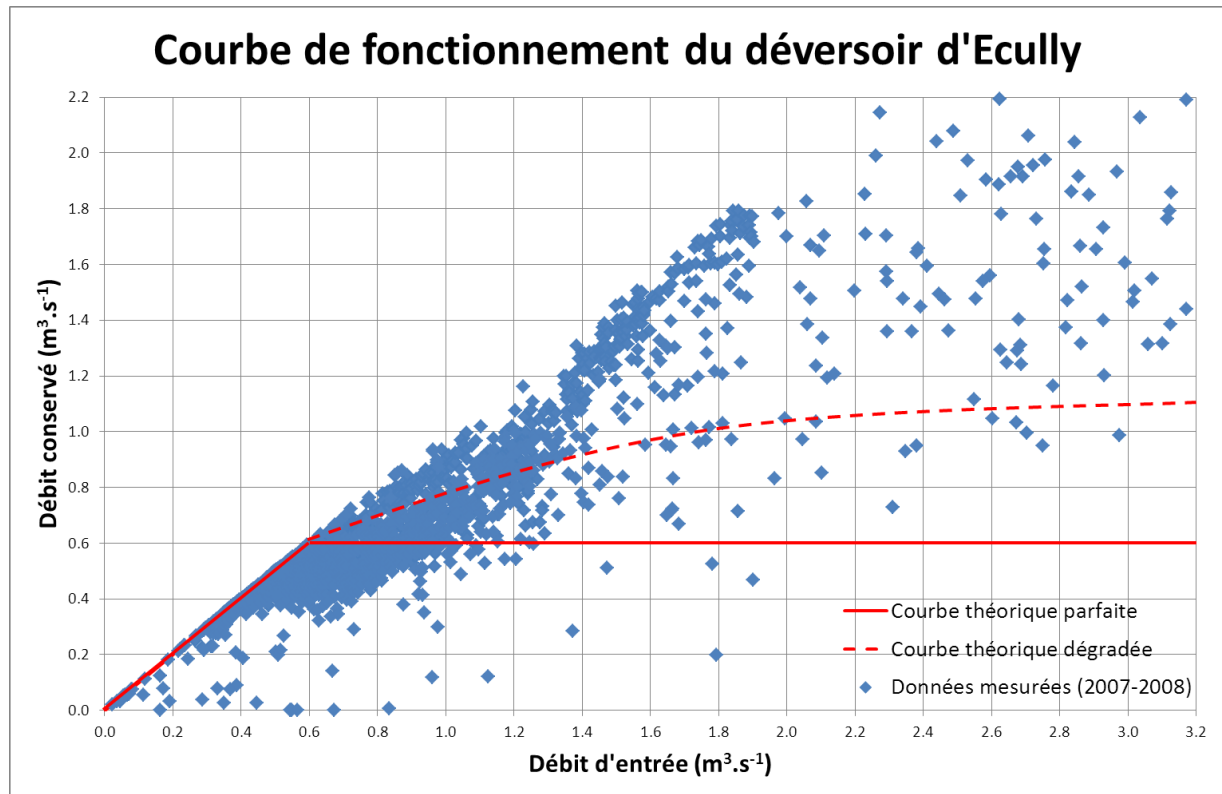


Figure 56. Courbe de fonctionnement du déversoir d'Ecully, obtenue à partir des mesures de débit dans la canalisation de décharge. Les courbes en rouge représentent les courbes théoriques que l'on attend. En trait plein la courbe théorique parfaite : dès que l'on commence à déverser, le débit envoyé à la STEP n'augmente plus. En pointillé la courbe théorique dégradée, que l'on peut observer sur de nombreux déversoirs d'orage.

III. Typologie des écoulements et stratégie de modélisation

Etape 3 : Une étude rapide unidimensionnelle, réalisée à l'aide de deux logiciels (CaIDO, voir Buyer, 2002, et HSL –Hydraulique à Surface Libre–, deux logiciels développés par l'ENGEES de Strasbourg, qui sont des exécutables dont le code a été développé sous MatLab), a permis de déterminer le type de courbe de remous observable dans la canalisation d'entrée, à partir de sa géométrie et des mesures disponibles et validées. Cette courbe de remous correspond à une courbe de type S3, décrite dans la **Partie 1** (*I. Catégorisation des écoulements rencontrés en réseau d'assainissement*). Cette étude a également mis en évidence la présence d'un ressaut hydraulique dû à une rupture de pente (passant de 1.3% à 0.25%) et qui a tendance à rester dans la chambre de déversement, ne remontant que très peu dans la canalisation d'entrée.

Les cycles de crue et de décrue ont également été étudiés afin de déterminer l'approche optimale de modélisation du déversoir (plus particulièrement si une approche en steady-state –régime permanent– est suffisante ou si l'utilisation du régime transitoire est une nécessité). La Figure 57 et la Figure 58 montrent deux exemples de cycles crue-décru, pour deux événements pluvieux distincts.

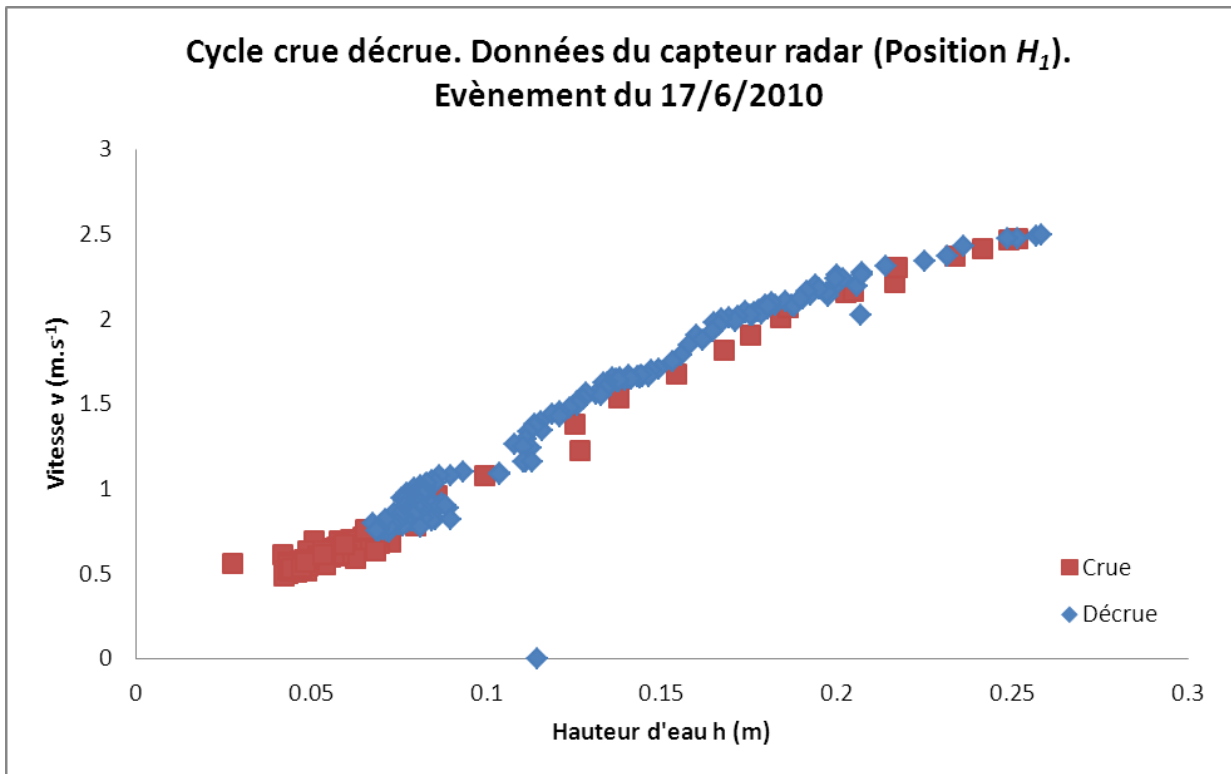


Figure 57. Vitesse en fonction de la hauteur d'eau au cours du cycle crue-décru pour l'évènement pluvieux du 17/06/2010. On remarque que le cycle crue/décru se confond avec le régime permanent. On note également un outlier dans la série de la décrue (point bleu situé sur l'axe).

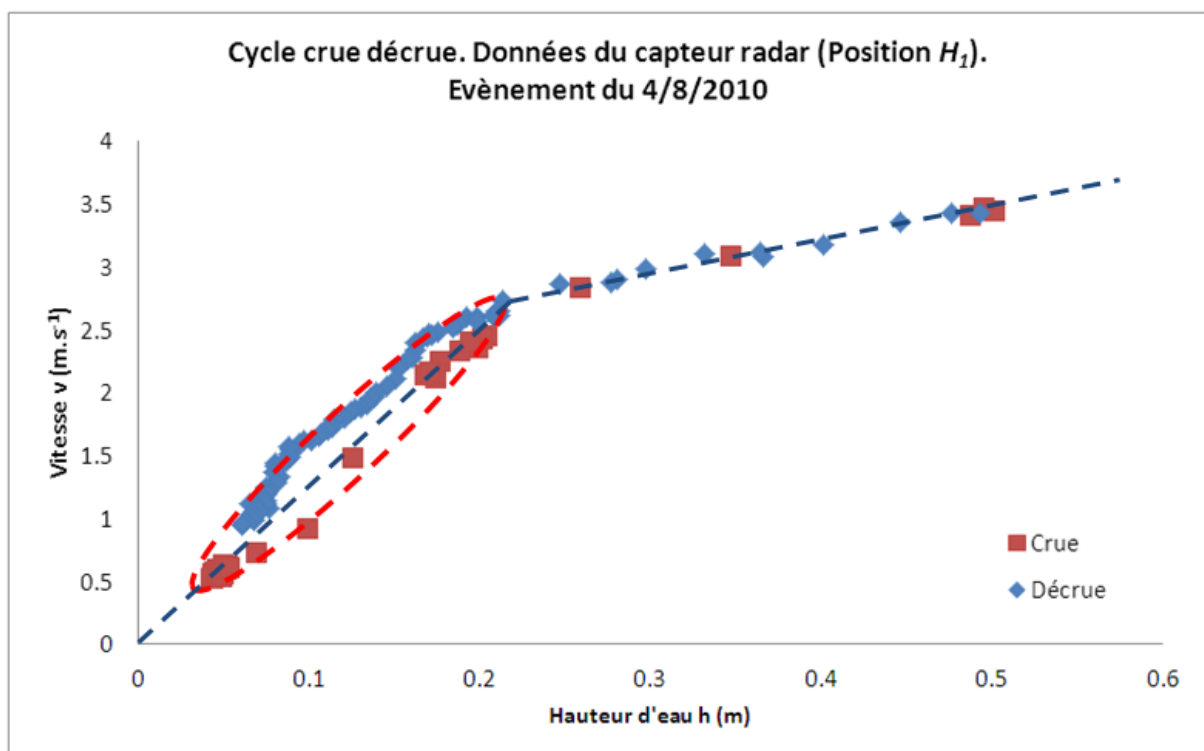


Figure 58. Vitesse en fonction de la hauteur d'eau au cours du cycle crue-décru pour l'évènement pluvieux du 04/08/2010. La ligne bleue discontinue indique le régime permanent, la ligne rouge discontinue marque une hystérésis. On remarque que à partir d'un certain débit, on retrouve le régime permanent.

On note que pour ces deux évènements pluvieux, les lois reliant hauteurs d'eau et vitesses sont pratiquement les mêmes, aux incertitudes près. À une hauteur d'eau correspond donc une unique

PARTIE 3 : MISE AU POINT D'UNE METHODOLOGIE D'ÉVALUATION ET DE VALIDATION DES MODELES RANS

vitesse, ce qui génère un unique débit. On peut donc considérer les écoulements dans la canalisation d'entrée du déversoir comme étant des successions d'états permanents. L'approche en *steady-state* devrait donc être capable de reproduire cet écoulement. Cette hypothèse est confirmée par une autre courbe (voir Figure 59) qui est la représentation graphique de la loi de Manning-Strickler, donnant une droite lorsque le régime est permanent. Les différents points correspondent à différents évènements pluvieux. On en déduit également le coefficient K_{MS} , représentant la rugosité de la conduite, qui sera converti en hauteur de grain (k_s , exprimé en mètre). En effet, FLUENT prend le coefficient k_s en paramètre et non le coefficient K_{MS} . La relation qui lie ces deux grandeurs est décrite dans l'Équation 75.

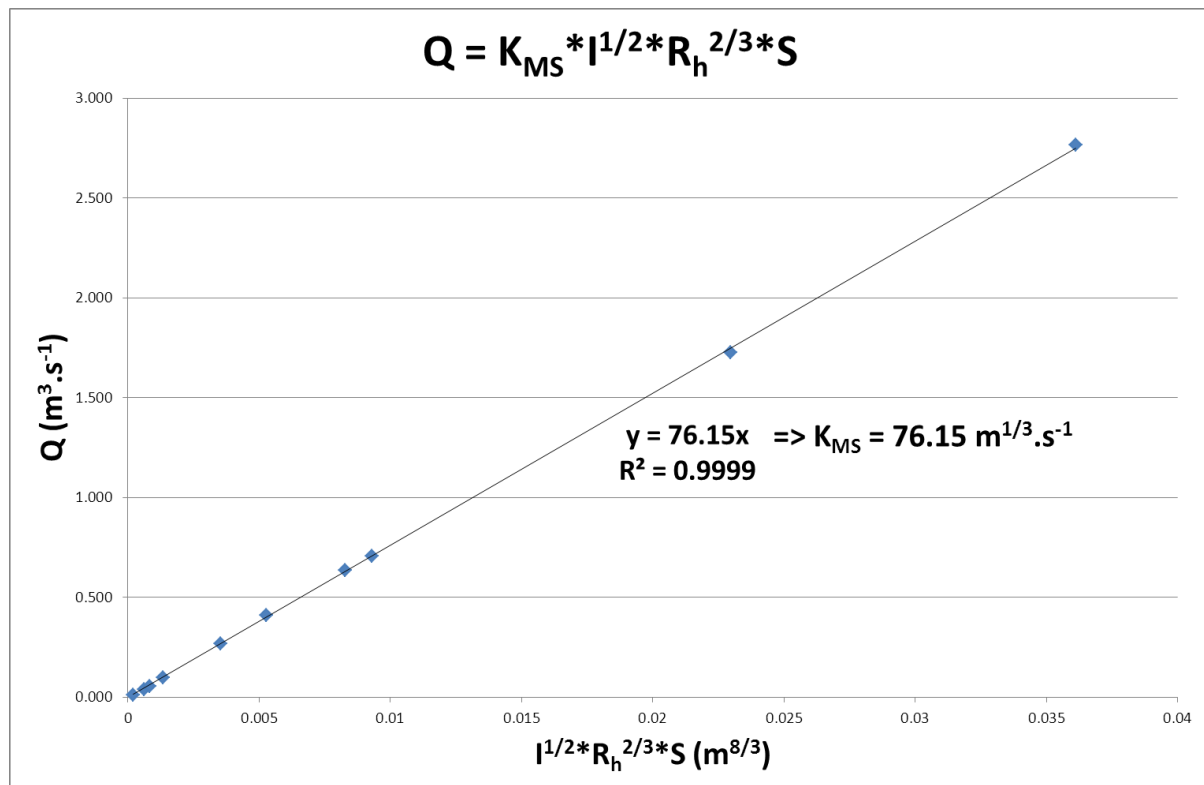


Figure 59. Représentation graphique de la loi de Manning-Strickler.

$$K_{MS} * k_s^{1/6} = 8.2 \sqrt{g}$$

Équation 75

Avec :

- K_{MS} , le coefficient de Manning-Strickler ($\text{m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$)
- k_s , la hauteur des grains (m)
- g , l'accélération de la pesanteur ($= 9.81 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$)

La courbe obtenue dans la Figure 59 nous confirme l'hypothèse d'un régime permanent. En effet, la relation de Manning-Strickler n'étant valable qu'en régime permanent, nous n'aurions pas obtenu une droite si l'hypothèse s'était avérée fautive. De plus, on obtient la valeur du coefficient de Manning-Strickler K_{MS} , égale à $76 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$, soit une hauteur de grain k_s , égale à $1,5 \cdot 10^{-3} \text{ m}$. Cette valeur de rugosité a été calculée pour la section du capteur radar, en position H_1 .

Etape 4 : les simulations sont évaluées en utilisant les hauteurs d'eau et vitesses que l'on obtient à la position H_1 , du capteur radar. La comparaison se fait au moyen d'une simple erreur relative (les indicateurs décrits dans la **Partie 2** nécessitant un jeu de données plus important pour avoir du sens).

Etape 5 : ayant une bonne idée du type d'écoulement que l'on souhaite simuler, on peut maintenant définir notre stratégie de modélisation. Comme on l'a vu, une approche en régime permanent est suffisante, une modélisation *steady-state* (régime permanent) sera donc préférée à une modélisation *transient-state* (régime transitoire). Pour ce qui est du modèle de turbulence, il nous faut un bon compromis entre capacité à représenter la turbulence (qui sera ici assez forte, notamment à cause du ressaut hydraulique) et temps de calcul nécessaire. Il est également nécessaire que le modèle de turbulence soit adapté au type d'écoulement considéré : torrentiel, avec une forte pente, pour un cas *in situ*, avec une géométrie moins parfaite que pour un cas de laboratoire. Une étude de Dufresne *et al.* (2009b) a montré que le modèle $k-\varepsilon$ RNG se prête bien à ce genre de situations, que ce soit pour la partie amont ou la partie aval. Pour la loi de paroi, la *scalable wall function* est choisie pour la partie amont du déversoir, pour sa capacité à affranchir les simulations du maillage près des parois. Pour la partie aval du déversoir, la loi de paroi *non-equilibrium* est sélectionnée, du fait des forts gradients de pression cet écoulement. Le modèle VOF est utilisé pour capturer la surface libre du fait de la présence du ressaut dans la partie amont ou de la chute dans la partie aval. Le reste des options numériques est assez standard : un schéma de discrétisation *Body Force Weighted* pour la pression et *Second-Order Upwind* pour les autres variables et l'algorithme de couplage pression-vitesse *SIMPLE* pour les deux parties.

Le maillage utilisé est montré à la Figure 60 et à la Figure 61. La Figure 60 représente la partie amont du déversoir, tandis que la Figure 61 représente la partie aval. Les calculs avec la partie aval prennent comme débits d'entrée les débits déversés par la partie amont.

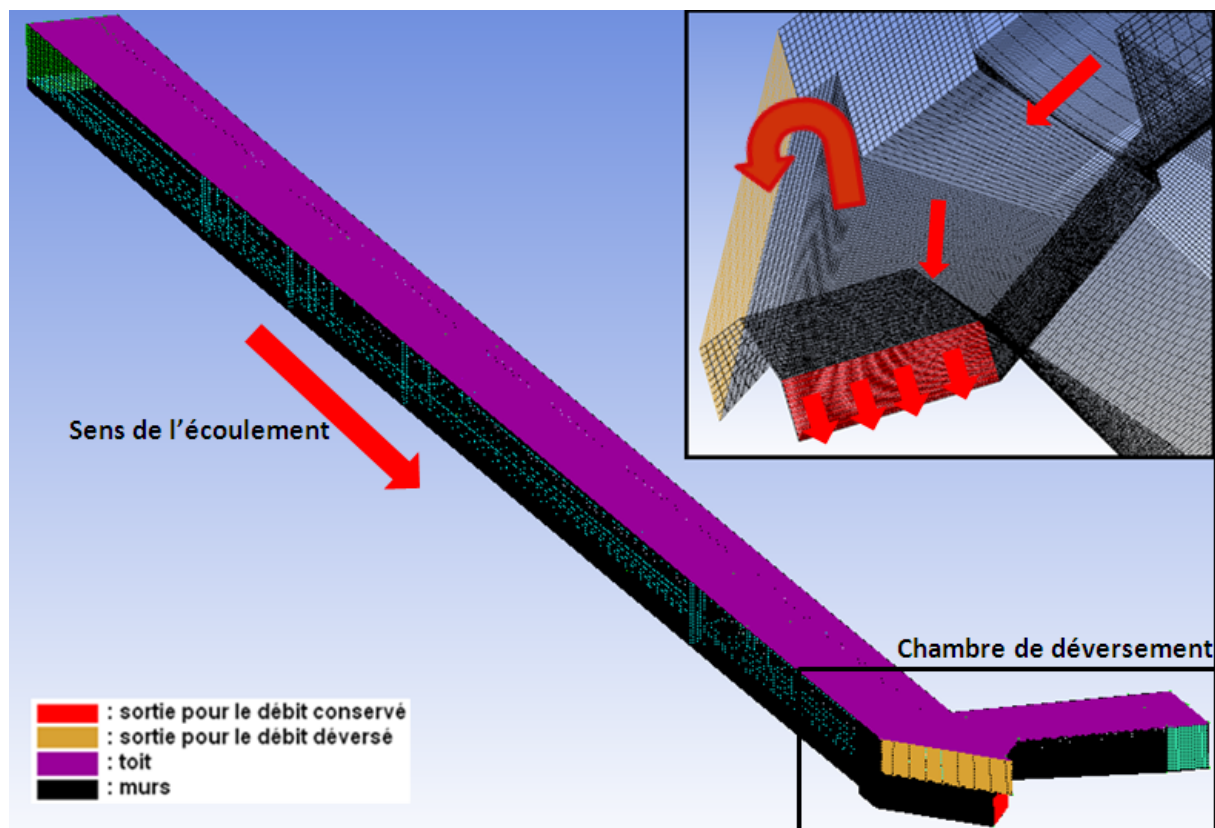


Figure 60. Partie amont du déversoir d'orage d'Ecully, incluant la canalisation d'entrée (longue d'une vingtaine de mètres afin d'obtenir un écoulement parfaitement établi dans la section des capteurs) et la chambre de déversement (avec la sortie vers la STEP et le déversoir à crête haute en lui-même).

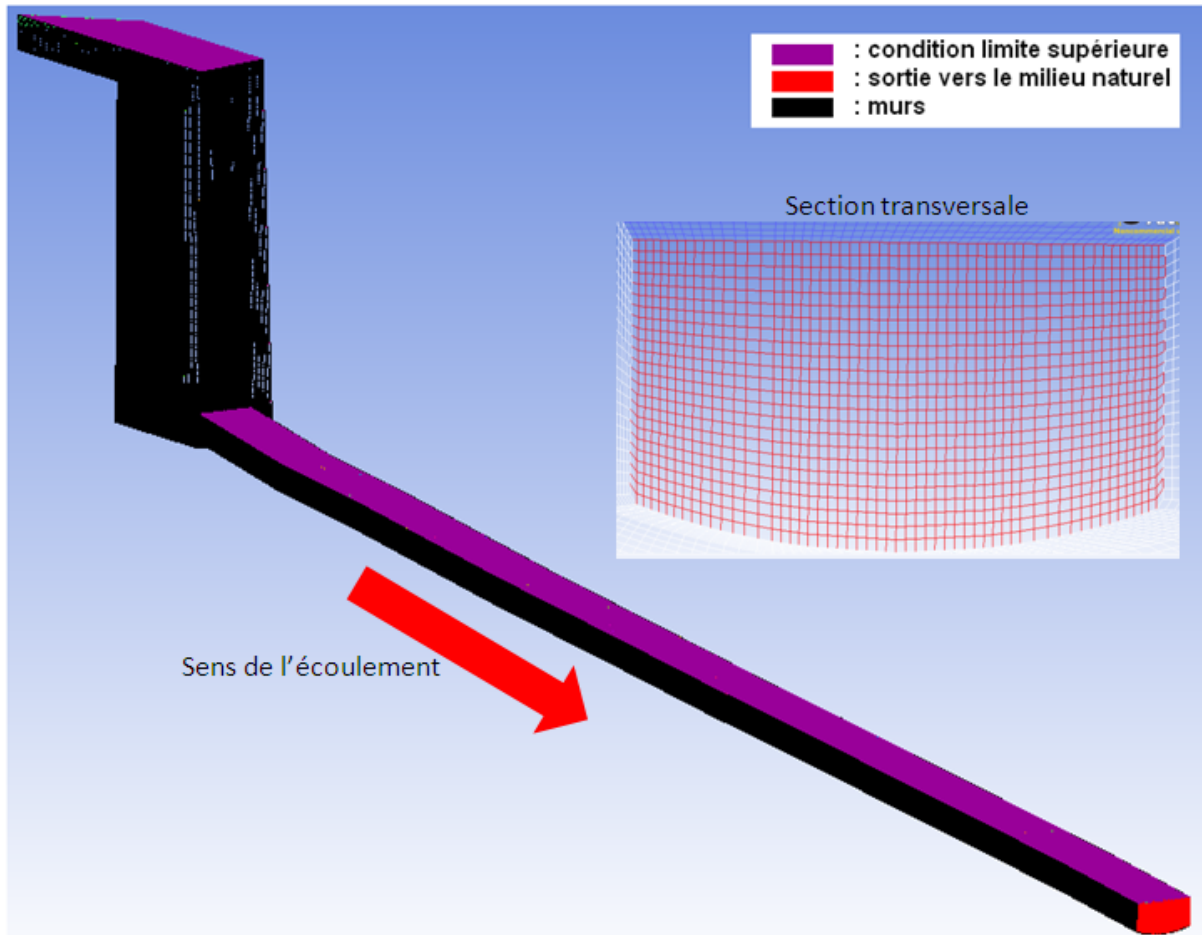


Figure 61. Partie aval du déversoir d'orage d'Ecully, incluant la fin de la chambre de déversement (après le déversoir à crête haute), la chute de 6 mètres et la canalisation de décharge amenant le débit déversoir jusqu'au milieu naturel : le ruisseau des Planches.

IV. Présentation des campagnes de simulation

Afin d'évaluer les capacités de notre modèle à représenter les écoulements que l'on peut observer dans la partie amont du déversoir d'Ecully, plusieurs cas ont été sélectionnés, avec et sans déversement. Ces cas sont décrits dans le Tableau 22.

Tableau 22. Campagne de simulation pour la partie amont du déversoir d'orage d'Ecully.

	Données expérimentales			Conditions d'entrée du maillage	
	H_{1m} (m)	V_{1m} (m.s ⁻¹)	Q (m ³ .s ⁻¹)	$V_{entrée}$ (m.s ⁻¹)	$H_{entrée}$ (m)
Cas 1	0.073	0.94	0.0498	0.27	0.2
Cas 2	0.102	1.38	0.1145	0.62	0.2
Cas 3	0.159	2.01	0.2864	1.54	0.2
Cas 4	0.199	2.36	0.4366	2.35	0.2
Cas 5	0.255	2.7	0.6573	3.54	0.2
Cas 6	0.275	2.77	0.7342	3.95	0.2
Cas 7	0.513	3.5	1.7971	4.66	0.4

Les débits déversés obtenus à la sortie de la partie amont serviront de débits d'entrée dans la partie aval afin d'en améliorer l'instrumentation.

Les différents cas modélisés représentent bien ce que l'on peut observer dans le déversoir d'Ecully, allant du temps sec aux évènements pluvieux majeurs, en passant par des évènements plus modestes.

V. Résultats et discussions

1) Partie amont

Etape 6-1 : Les simulations de la partie amont nous confirment la courbe de remous S3 ainsi que la présence du ressaut hydraulique (voir Figure 62). La position de ce dernier n'est pas aberrante (dans le sens où il n'atteint jamais la zone des capteurs, ce qui est observé dans les faits), mais elle ne peut pas être pleinement validée du fait du manque de données à ce sujet (aucune mesure directe du ressaut hydraulique). On a donc une validation qualitative de la réponse de notre modèle.

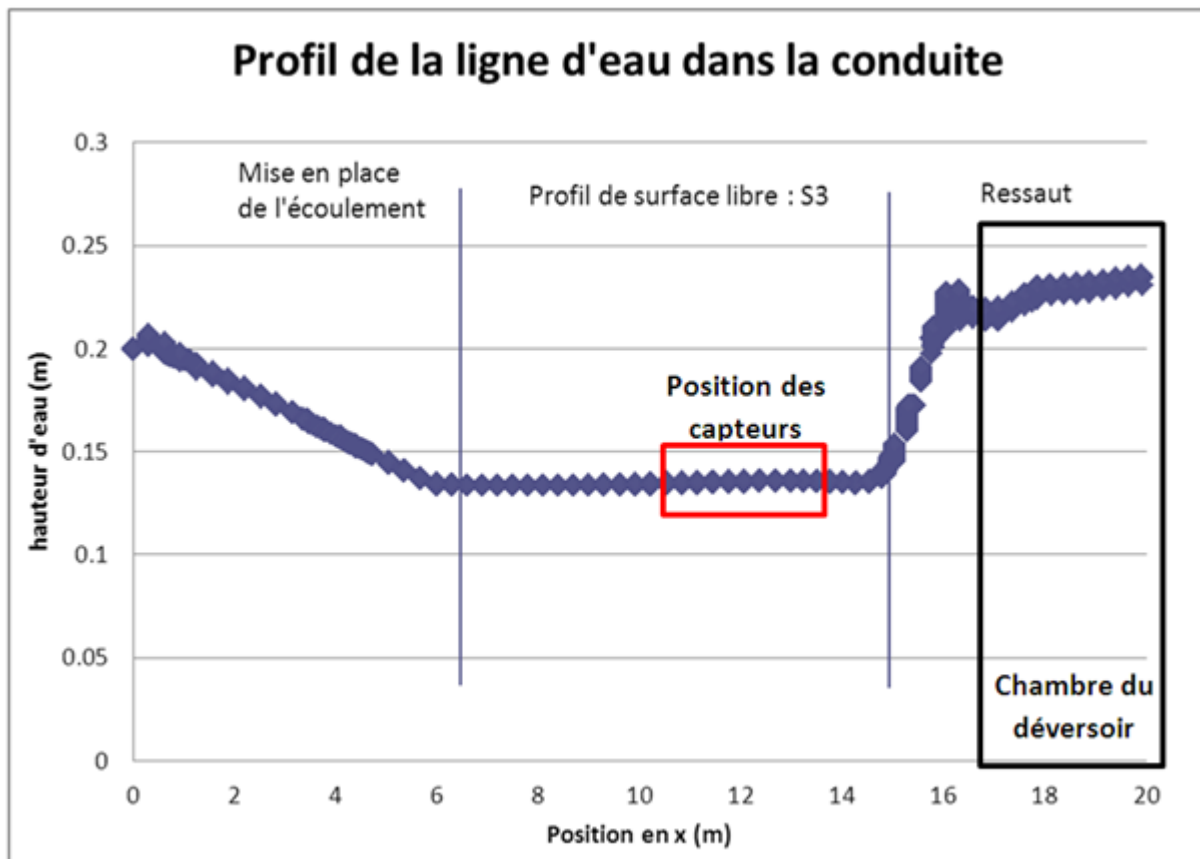


Figure 62. Profil numérique de la hauteur d'eau dans la partie amont du déversoir d'orage d'Ecully.

Etape 6-2 : les résultats de l'évaluation des performances du modèle sont présentés dans le Tableau 23.

Tableau 23. Comparaison entre résultats de simulation et données obtenues *in situ*.

	Résultats			
	H_{1sim} (m)	ΔH (%)	V_{1sim} (m.s ⁻¹)	ΔV (%)
Cas 1	0.074	1.21	0.87	8.08
Cas 2	0.122	19.17	1.07	22.33
Cas 3	0.204	28.3	1.56	22.51
Cas 4	0.233	16.91	2.04	13.67
Cas 5	0.247	3.44	3.02	12.05
Cas 6	0.258	6.08	2.85	2.88
Cas 7	0.476	7.15	4.06	15.88

Les erreurs relatives sur la hauteur d'eau vont de 1.21 % à 28.3 % (11.8 % en moyenne). 3 cas présentent une erreur significativement plus élevée que les autres : les cas 2, 3 et 4. Ceci s'explique par les difficultés de convergence que rencontre le modèle quand la hauteur d'entrée est trop proche de la hauteur normale (hauteur atteinte dans la section H_1). On voit que c'est particulièrement vrai pour le cas 3, pour lequel l'erreur est maximale. En dehors de ces cas, l'erreur relative est très satisfaisante, puisqu'elle reste inférieure à 8 %. En ce qui concerne les vitesses, l'erreur va de 2.88 % à 22.51 % (13.9 % en moyenne). Les cas 2 et 3 (déjà problématiques pour la hauteur d'eau) présentent les plus hautes erreurs relatives, probablement du fait de la mauvaise représentation de la surface libre. Les erreurs sur la vitesse et la hauteur d'eau sont plutôt élevées mais restent acceptables, pour un cas dont les paramètres hydrauliques et géométriques ne sont pas maîtrisés et pour lequel les mesures elles-mêmes présentent des incertitudes importantes.

De ces simulations, on peut déduire une courbe de fonctionnement numérique et la comparer à celle obtenue à partir des observations (voir Figure 63). On remarque que la courbe de fonctionnement numérique présente une tendance proche de la courbe théorique dégradée (voir Figure 56), à la différence près que l'augmentation observée sur le débit envoyé à la STEP pour une courbe théorique dégradée est supposée ne pas aller au-delà de 30 % du premier débit pour lequel on observe le déversement (débit dit de référence, qui est le débit maximal qu'accepte la STEP). Ici, la courbe de fonctionnement numérique suggère que l'augmentation de débit conservé continue bien au-delà des 30 %, tendance qui semble confirmée par les mesures. Cela signifierait que le déversoir ne remplit pas correctement son rôle et ne protège pas efficacement la STEP en cas de forts évènements pluvieux. On obtient ainsi la valeur du débit déversé au milieu naturel de manière plus précise qu'avec les mesures (l'incertitude sur le débit déversé numérique étant d'environ 20 %).

On peut définir plusieurs relations reliant le débit déversé aux grandeurs que l'on mesure en H1 : on peut l'exprimer en fonction du débit entrant, calculé à partir de la hauteur et de la vitesse mesurée par le capteur radar, en fonction de la vitesse seulement, ou en fonction de la hauteur seulement, au cas où l'un des deux capteurs venait à faillir. Les trois relations sont présentées à la Figure 64, à la Figure 65 et à la Figure 66 respectivement. Les relations unissant le débit déversé et le débit entrant,

et le débit déversé et la hauteur d'eau en H_1 sont les deux relations les plus précises. La relation unissant le débit déversé et la vitesse en H_1 ne doit être utilisée qu'en dernier recours, du fait des incertitudes très élevées dont elle souffre.

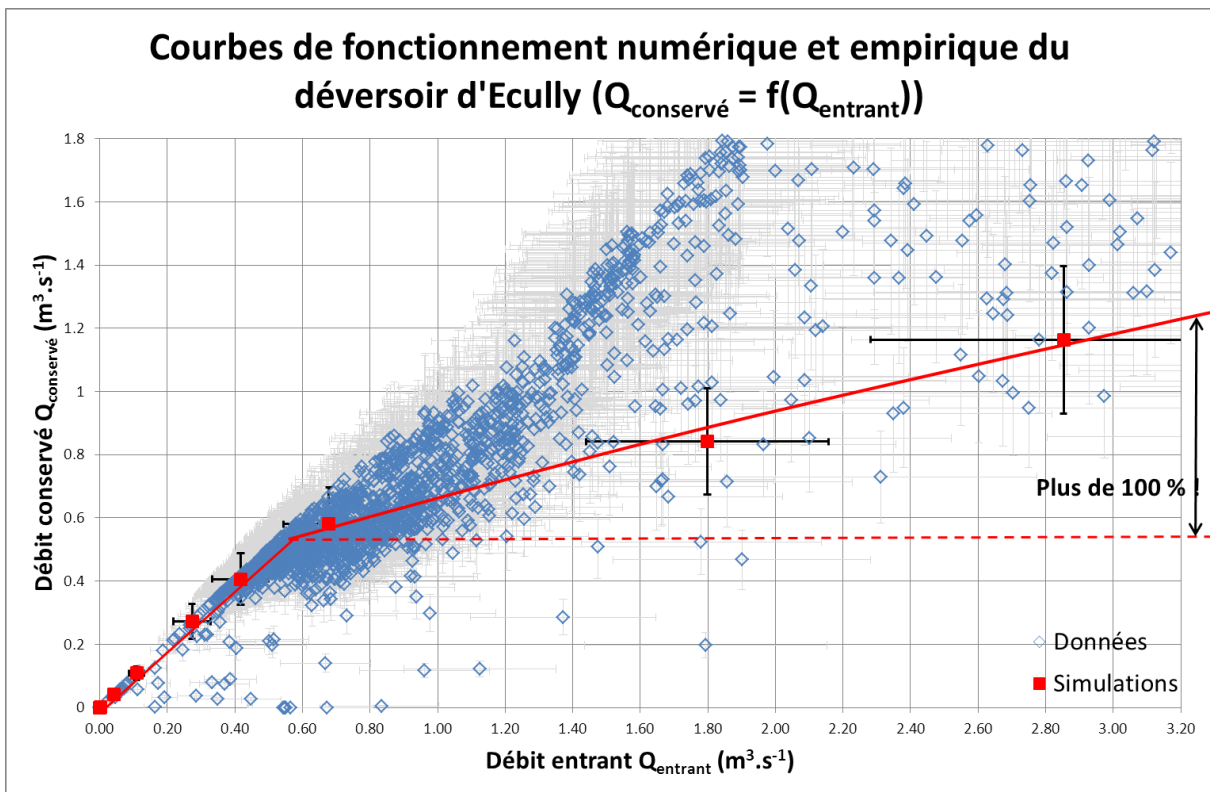


Figure 63. Courbes de fonctionnement numérique et empirique du déversoir d'Ecully. Les incertitudes des points numériques et empiriques sont indiquées et la courbe théorique est rappelée en en pointillé rouge (cette courbe se confond avec la courbe numérique pour les débits inférieurs au débit de référence de l'ouvrage : $0.6 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$).

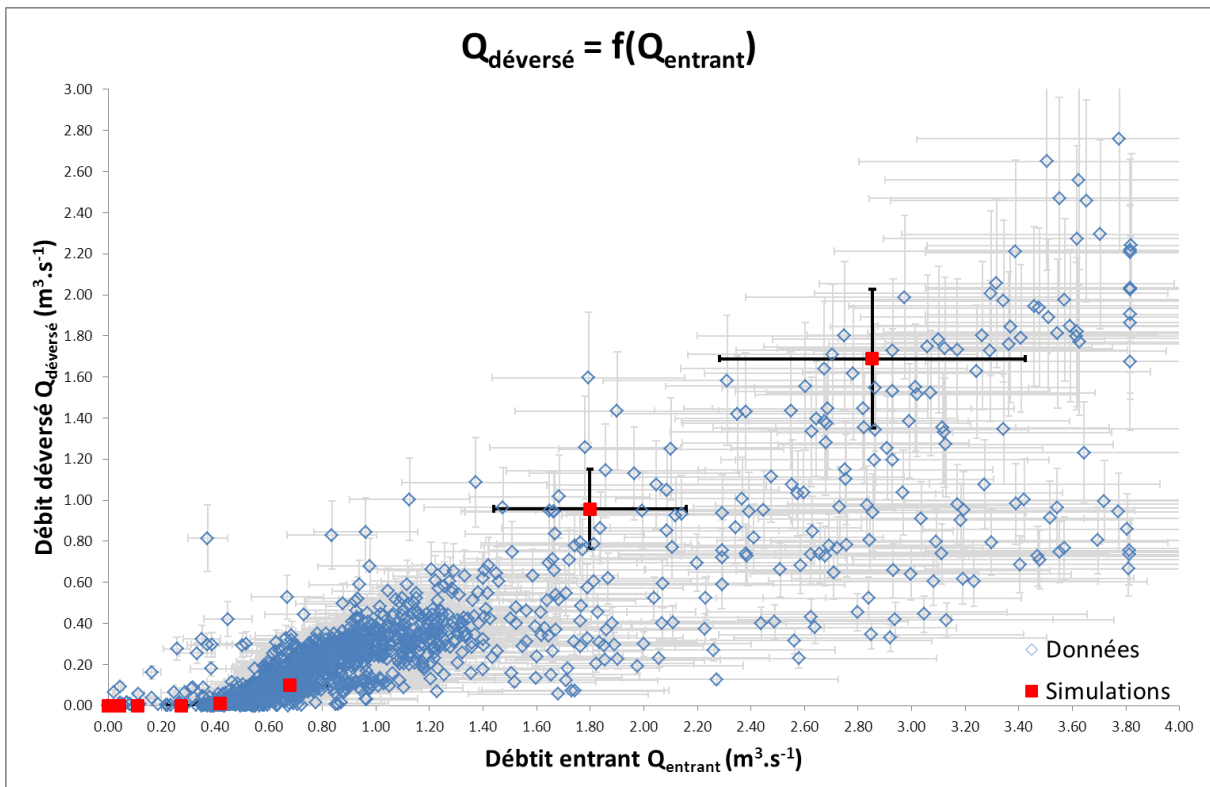


Figure 64. Relations numérique et empirique reliant le débit déversé et le débit entrant, mesuré à la position H_1 , avec leurs incertitudes.

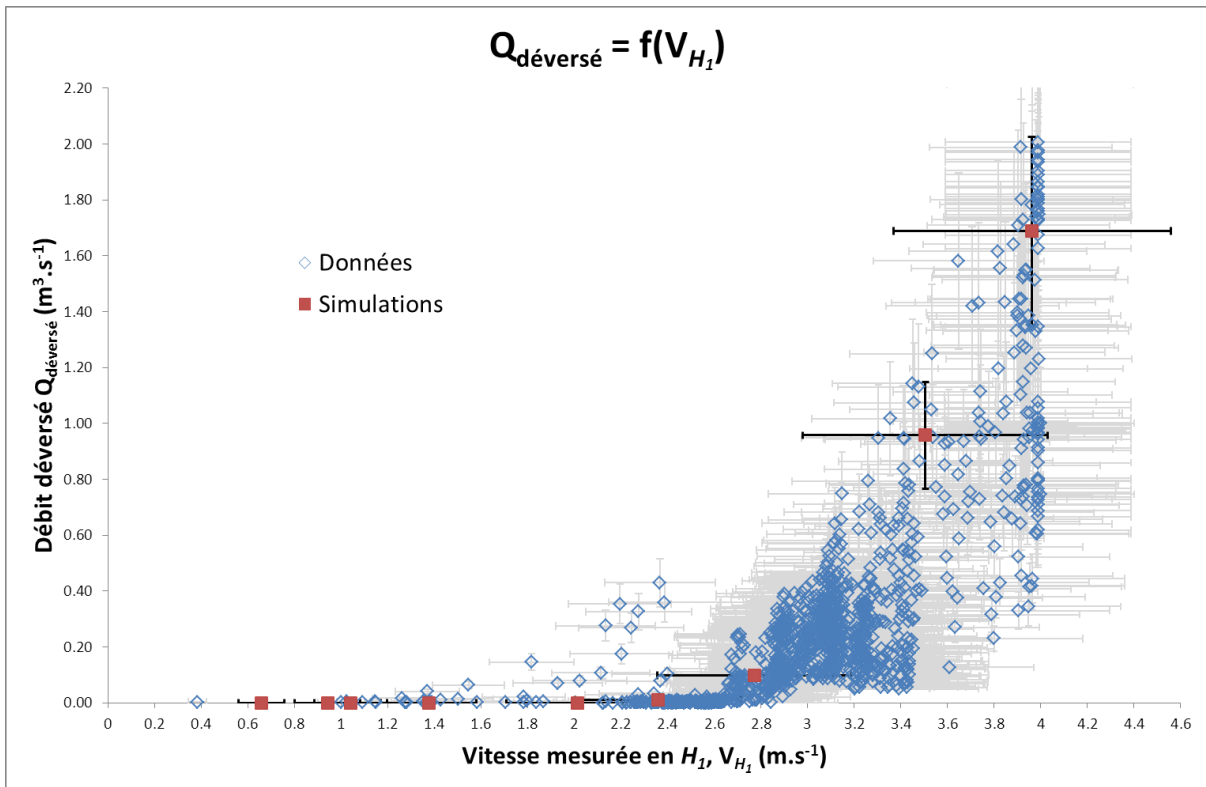


Figure 65. Relations numérique et empirique reliant le débit déversé et la vitesse mesurée à la position H_1 , et les incertitudes associées.

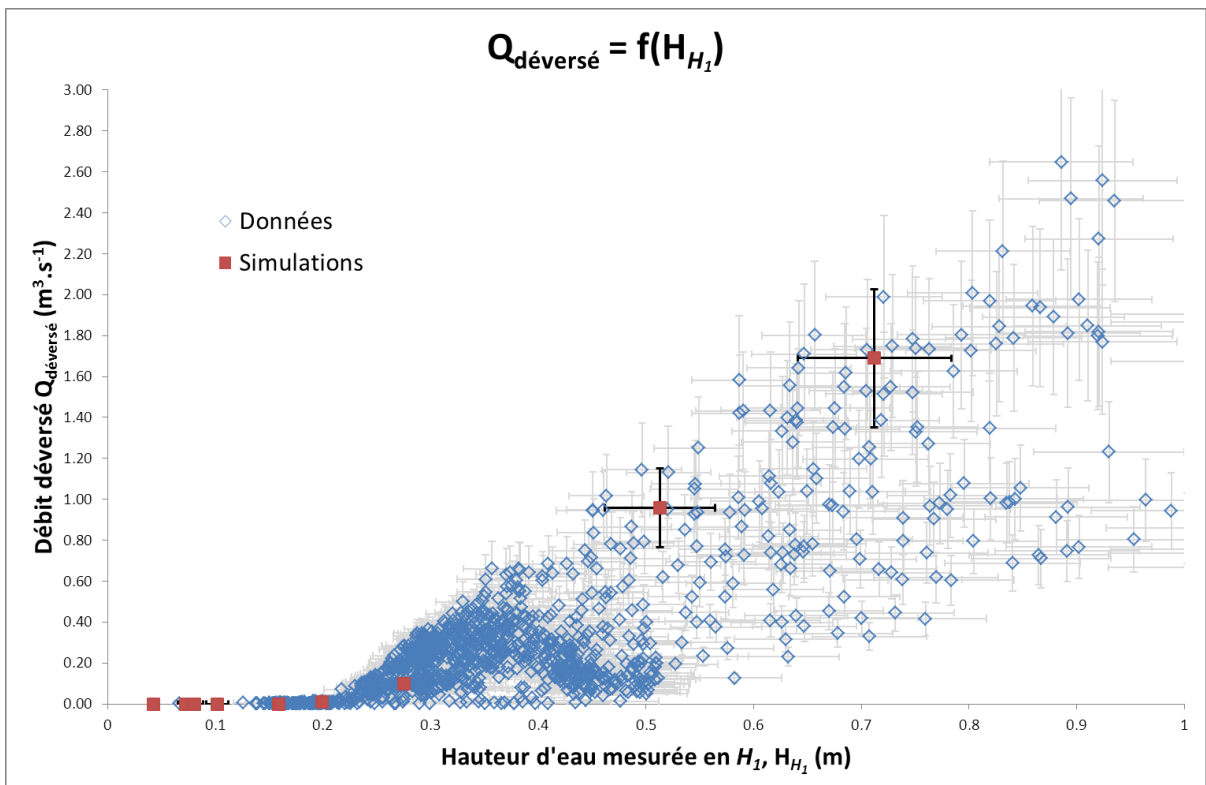


Figure 66. Relations numérique et empirique reliant le débit déversé et la hauteur d'eau mesurée à la position H_1 , et les incertitudes associées.

2) Partie aval

Cette étude a pour but d'améliorer l'instrumentation dans la canalisation de déversement afin d'avoir des mesures plus fiables du débit déversé. Les problèmes identifiés sont : un champ de vitesses fortement perturbé après la chute de 6 mètre et l'intrusion du milieu naturel dans la canalisation, donnant lieu à des mesures aberrantes des vitesses et donc du débit déversé. L'idée est d'identifier la section pour laquelle le champ de vitesse est suffisamment stable et indépendant de la chute d'eau et n'est pas affecté par les remontées du milieu naturel. On cherche donc la section stable la plus haute possible dans la canalisation de déverse.

La Figure 67 montre les profils de vitesses dans différentes sections de la canalisation de décharge. On remarque une forte dissymétrie dans le champ de vitesses, jusque dans la dernière section (35 mètres) qui se situe à la sortie même de la canalisation de décharge. De fait, la canalisation de décharge n'offre aucune section propre à la mesure. Cette forte dissymétrie est due à l'angle que forme la canalisation de décharge avec la fin de la chute de 6 mètres (angle de 11°). La turbulence amenée par la chute combinée avec cet angle de 11° et une pente forte (1.4% en moyenne) donne naissance à un écoulement très turbulent qu'il n'est pas possible d'exploiter avec l'auto-surveillance. Afin d'obtenir des valeurs de débit déversé fiables, il vaut mieux utiliser les relations décrites dans la partie précédente, obtenues numériquement.

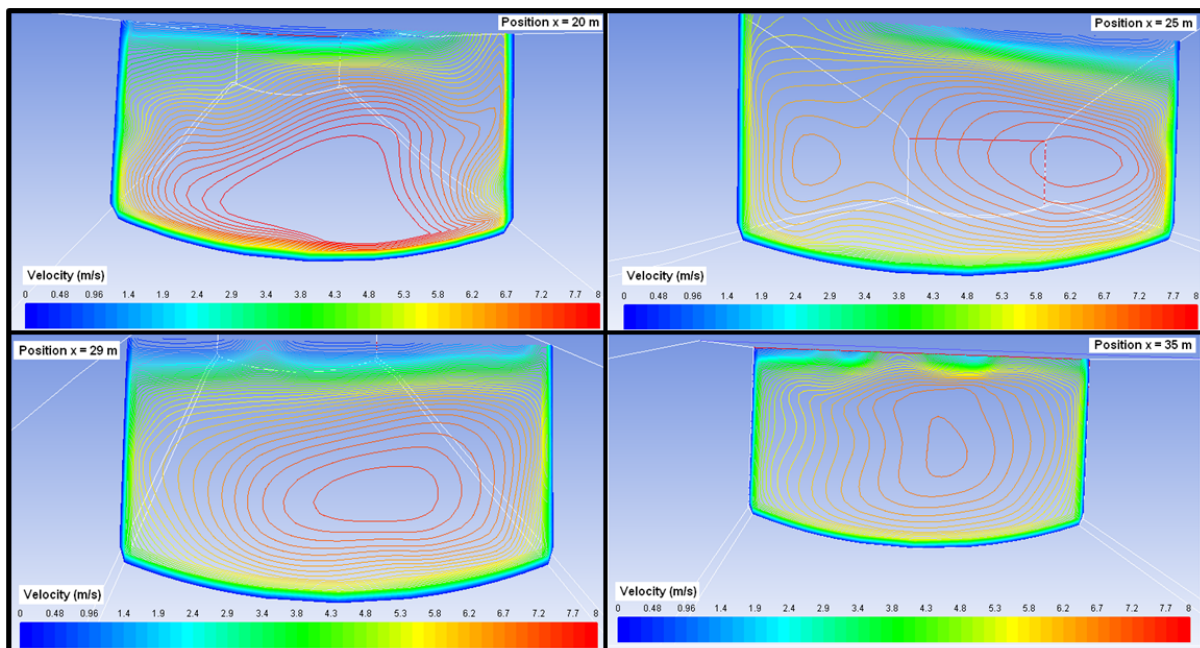


Figure 67. Profil de vitesses dans différentes sections de la canalisation de décharge.

VI. Conclusion

Lors de cette étude, la capacité d'une modélisation utilisant les équations RANS à reproduire un cas réel, pour lequel les données de validation sont celles obtenues par auto-surveillance au pas de temps de 2 minutes depuis une dizaine d'années. Le défi réside dans le fait que le cas étudié (le déversoir d'orage d'Ecully) n'est pas parfaitement maîtrisé du point de vue hydraulique ou géométrique et les données de validation elles-mêmes ont des incertitudes relativement élevées (jusqu'à 20 % pour les débits) par rapport à des données de validation en laboratoire.

Les simulations ont pu reproduire l'écoulement complexe du déversoir d'Ecully avec une précision acceptable (en moyenne environ 10 % d'erreur sur les hauteurs d'eau et en moyenne 14 % sur les vitesses) grâce à une topographie précise (les incertitudes de géométrie ont été grandement réduites) et une stratégie de modélisation adaptée. Ces simulations ont également pu améliorer notre compréhension de l'écoulement et ont pu mettre en évidence les problèmes de fiabilité de mesures dans la canalisation de décharge.

En effet les données obtenues dans cette zone semblaient douteuses avant notre étude CFD (grande dispersion de débits déversés pour un même débit entrant ou des débits déversés nuls alors que le débit de référence est clairement dépassé ou encore des débits déversés égaux au débit entrant) et notre étude a montré que le profil de vitesses est en grande partie responsable de ces problèmes de fiabilité des mesures. Couplé à des phénomènes connus d'invasion du milieu naturel (ici le ruisseau des Planches) dans la canalisation de décharge, qui modifient les champs de vitesses et les hauteurs d'eau, il en résulte que la canalisation de décharge ne peut produire une mesure fiable du débit déversé. Afin de proposer une alternative qui permette d'obtenir les débits déversés par le déversoir d'Ecully (pour connaître la quantité de polluants envoyés au milieu naturel et satisfaire les exigences de la directive cadre européenne sur l'eau), la piste d'une courbe de fonctionnement numérique a été explorée, en partant de la modélisation validée par des données fiables de la partie amont. Il en résulte trois moyens différents d'obtenir le débit déversé : en fonction du débit, de la vitesse ou de la hauteur d'eau à l'entrée de la chambre du déversoir (tous obtenus à l'aide du capteur radar en position H_1). Les fonctions faisant appel à la hauteur d'eau ou au débit entrant étant plus précises (incertitudes moins élevées) que celle faisant appel à la vitesse d'entrée, on les préférera à cette dernière, qui ne sera utilisée qu'en cas de défaillance de la mesure de hauteur d'eau.

D. Conclusion sur la méthodologie

De l'étude méthodologique ressort plusieurs points importants : il suffit de connaître la géométrie de l'ouvrage que l'on étudie avec une précision de l'ordre de 5%, comme l'étude de sensibilité l'a démontré. Ensuite, il est primordial de bien comprendre l'écoulement qui se met en place dans notre ouvrage ; est-on en écoulement fluvial ou torrentiel (important pour affiner la connaissance des conditions hydrauliques déterminantes –à l'aval pour un écoulement fluvial, à l'amont pour un écoulement torrentiel–). Sur certains ouvrages simples, il est également possible de connaître le type de courbe de remous qui se mettra en place, ce qui permet une validation supplémentaire du modèle. De même, il est impératif de bien étudier la sensibilité des résultats de simulation vis-à-vis du maillage utilisé. Enfin, pour ce qui concerne l'analyse préliminaire au calcul, il est important de bien définir ce que l'on veut modéliser, ce qui nous intéresse dans l'écoulement afin d'ajuster notre stratégie de modélisation.

Une fois la géométrie et les conditions hydrauliques analysées, il faut choisir sa stratégie de modélisation. Il faut porter une attention particulière au couple modèle de turbulence/loi de paroi. Le choix du modèle de turbulence et de la loi de paroi associée fait partie des éléments les plus influents sur les résultats de simulation (au même titre que le maillage, les conditions aux limites, le critère de convergence retenu et les schémas de discrétisation). Pour des écoulements peu influencés par la turbulence, ou pour simuler des variables qui dépendent peu de la turbulence (par exemple la vitesse longitudinale dans un canal, la hauteur d'eau dans un canal, un écoulement en jonction avec un débit principal prépondérant, etc.), les modèles de type $k-\epsilon$ sont suffisants à la

condition que l'écoulement ne présente pas de zones de recirculation trop importantes, zones pour lesquelles ces modèles ne sont pas très performants (le modèle $k-\varepsilon$ RNG est légèrement meilleur que le $k-\varepsilon$ standard pour ces cas). Le modèle $k-\omega$ offre une excellente alternative aux modèles $k-\varepsilon$ si ces derniers sont mis à mal par les conditions d'écoulement. En cas de fortes contraintes de cisaillement on préférera la version améliorée du modèle $k-\omega$, le modèle $k-\omega$ SST. Enfin, si l'écoulement simulé est fortement influencé par la turbulence, ou si les variables d'intérêts demandent une modélisation fine de la turbulence (par exemple un écoulement en bifurcation, la représentation du dip-phénomène, etc.) et si le nombre de Reynolds est suffisamment haut (au moins 10^5), on prendra plutôt le modèle RSM, en sachant que la demande en puissance de calcul sera plus élevée. Pour ce qui est des lois de parois, il ressort qu'il faut préférer la loi de paroi *scalable* à la loi de paroi *standard*, que la loi de paroi *scalable* est à associer avec les modèles $k-\varepsilon$, alors que le modèle de turbulence RSM sera à associer avec la loi de paroi *enhanced*. La loi de paroi *non-equilibrium* n'est à utiliser qu'en cas de fort décollement d'écoulement (vitesses élevées, présences de marche, d'élargissement brusque ou d'étrécissement brusque, voir ANNEXE B).

Les schémas de discrétisation donnent des résultats plutôt équivalents sur les cas testés, à l'exception des schémas de pression, où les schémas *standard* et *linear* conduisaient à une très forte dégradation des résultats. De la même manière, le choix de l'algorithme de couplage pression-vitesse n'a pas eu d'influence sur les cas testés mais la bibliographie indique que le schéma PISO améliore la robustesse des calculs (voir Jang *et al.*, 1986).

Après avoir défini sa stratégie de modélisation et obtenu les premiers résultats numériques, il est nécessaire de valider ces résultats, en les confrontant à des mesures (qu'elles soient de terrains, obtenues en laboratoire ou issues de la bibliographie). Avoir un regard critique sur les résultats numériques ou sur les données de validation est primordial.

Le test et la validation de différentes stratégies de modélisation à travers l'étude des jonctions, bifurcations et déversoir d'orage *in situ*, a abouti au développement d'un guide inspiré de Jakeman *et al.* (2006) et fondé sur les 6 étapes suivantes :

- 1^{ère} étape : définition de l'objectif de l'étude et des grandeurs cibles que l'on cherche à reproduire
- 2^{ème} étape : définition de la géométrie du site
- 3^{ème} étape : définition des limites du domaine de calcul, des conditions limites, initiales, en accord avec les conditions hydrauliques du site
- 4^{ème} étape : définition des indicateurs d'évaluation du modèle, en accord avec les données de validation disponibles et des grandeurs cibles
- 5^{ème} étape : définition de la stratégie de modélisation, en accord avec les étapes 2 et 3
- 6^{ème} étape : critique et validation des résultats du modèle à l'aide des indicateurs de l'étape 4

Partie 4 : Applications de la méthodologie : instrumentation, conception d'un dispositif de mesure et description d'une nouvelle structure d'écoulement

Cette partie montre l'intérêt de la méthodologie pour la conception de nouveaux ouvrages spéciaux pour le réseau d'assainissement. Trois cas vont être abordés : le premier concerne l'aide à l'instrumentation d'une jonction, le second est un brevet qui a été déposé au cours de cette thèse et qui doit beaucoup à la méthodologie développée à la **Partie 3** et le troisième cas concerne la découverte d'une nouvelle structure d'écoulement en bifurcation, qui a été remarquée numériquement, validée expérimentalement puis explorée à nouveau numériquement. Pour l'aide à l'instrumentation d'ouvrage, le lecteur est également invité à consulter l'**Annexe B** et l'**Annexe C**.

A. Simulation de l'implémentation des capteurs débitométriques à l'aval d'une jonction

I. Contexte et rappel de l'objectif de l'étude

L'intérêt que représentent les jonctions a déjà été évoqué dans la **Partie 3** (puisque un cas de jonction a servi de base à la définition de la méthodologie de modélisation). Il s'agit ici d'approfondir les connaissances sur le bon placement des capteurs pour cet ouvrage en particulier, toujours en s'appuyant sur la méthodologie définie précédemment. Les objectifs sont d'ordre métrologique et on s'intéresse particulièrement à la mesure du débit. En réseau d'assainissement, pour pouvoir mesurer un débit, on mesure en général une surface mouillée (fonction de la hauteur d'eau et en pratique réduite à cette simple mesure de hauteur) et une vitesse moyenne. La mesure de la hauteur d'eau ne pose généralement pas de gros problèmes, en particulier pour les écoulements que nous étudions (les mêmes que dans la **Partie 3**, fluviaux et à hauteur d'eau quasi-constante sur le domaine de modélisation). La mesure de la vitesse moyenne en revanche est plus complexe. On distingue deux grandes familles de capteurs : ceux qui mesurent la vitesse de surface et calculent ensuite une vitesse moyenne associée (les capteurs de vitesse aériens), et ceux qui échantillonnent un profil de vitesse dans la section mouillée et en déduisent une vitesse moyenne en admettant que le profil échantillonné est représentatif de l'ensemble de la section mouillée (ce sont généralement des capteurs intrusifs, tels que les capteurs à effet Doppler). Enfin, les deux familles de capteurs ne mesurent pas la vitesse de l'eau elle-même mais celles des petites particules qu'elle transporte. On a donc une autre hypothèse forte : les particules se déplacent à la même vitesse que l'eau.

Dans cette étude, on cherche le meilleur placement pour un capteur de type Doppler pour mesurer la vitesse moyenne de l'écoulement à l'aval d'une jonction. Pour ce faire, on simule l'écoulement en

jonction et on étudie le profil que mesure effectivement le capteur Doppler. La zone mesurée par ce dernier est montrée à la Figure 68.

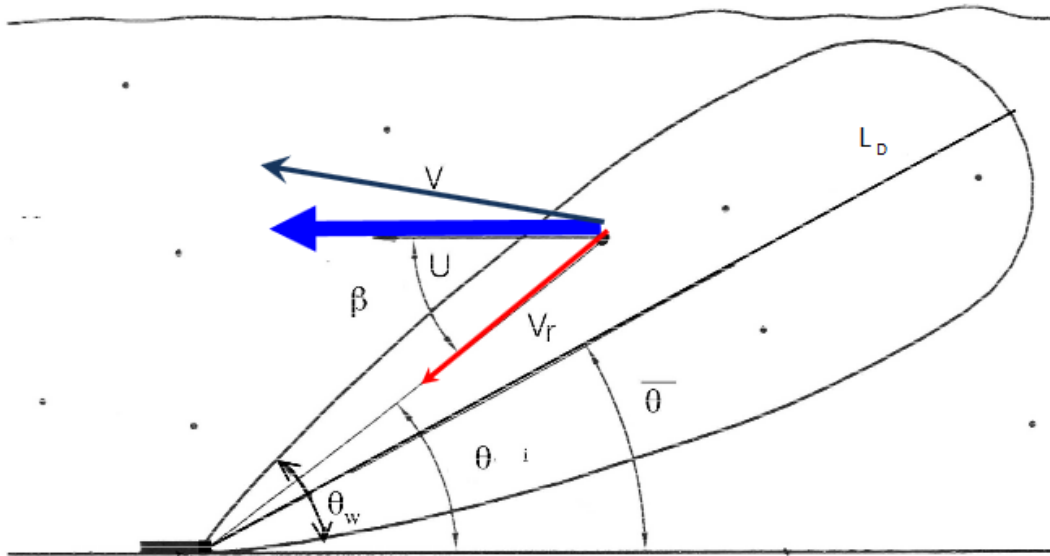


Figure 68. Profil intercepté par un capteur Doppler ainsi que ses principaux paramètres (angle d'ouverture θ_w , angle de tir $\bar{\theta}$, portée de tir L_D). Le capteur détermine la vitesse U (en bleu) à partir des vitesses des particules dans l'écoulement.

On fera également dans une seconde partie une étude comparative entre capteurs Doppler et capteurs à cordes de vitesse. Les capteurs à cordes de vitesse sont des profilomètres horizontaux qui extraient une ligne de vitesse sur toute la largeur de la section. Leur fonctionnement est expliqué à la Figure 69. On dispose en général d'au moins deux cordes de vitesse dans la section mouillée que l'on souhaite mesurer, afin d'avoir des incertitudes raisonnables sur la vitesse moyenne mesurée.

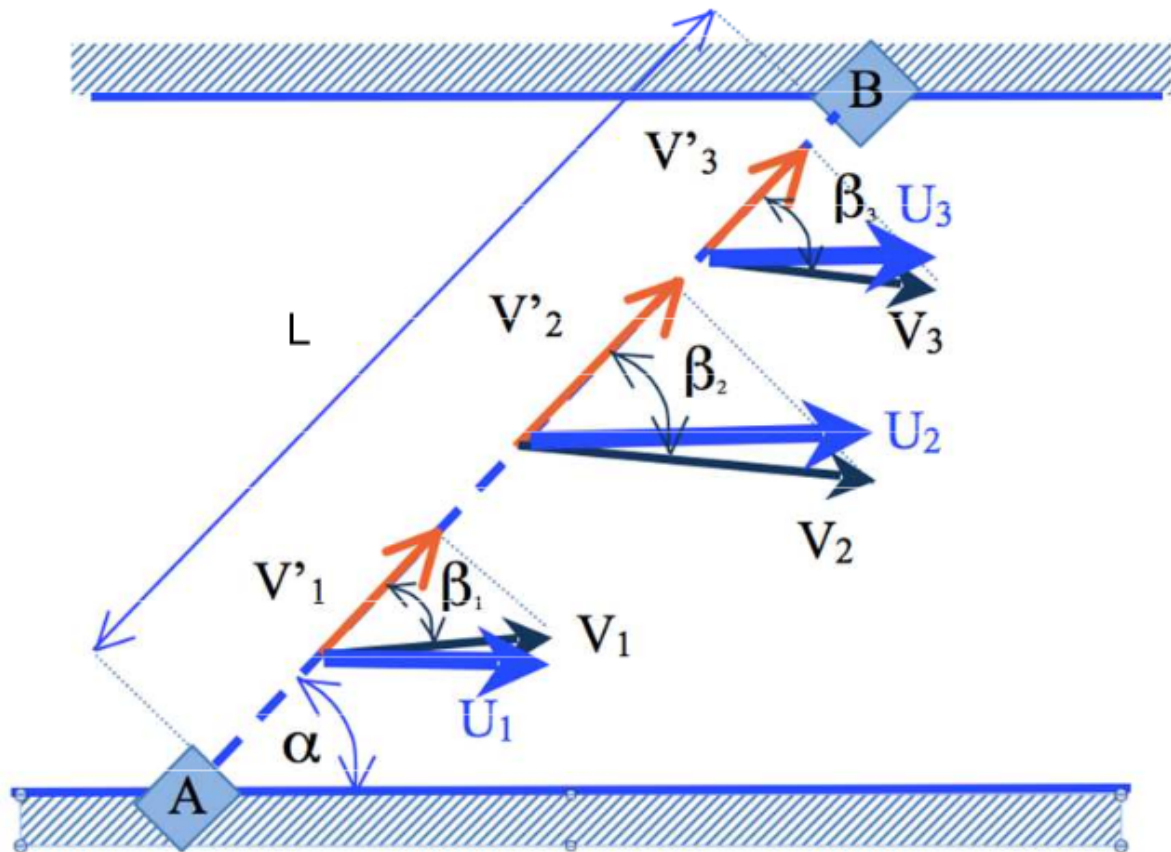


Figure 69. Fonctionnement d'un capteur à cordes de vitesse. Les vitesses V_i sont les vitesses réelles des particules, les vitesses V'_i sont la projection des vitesses réelles sur la corde et les vitesses U_i sont les vitesses dans le sens de l'écoulement qui, projetées sur la corde, donnent les vitesses V'_i . Ces vitesses U_i sont ensuite utilisées pour déterminer la vitesse moyenne de l'écoulement. Il est à noter que l'angle α doit rester inférieur à 90° pour une meilleure efficacité (plus α est proche de 90° , plus les V'_i sont petits et donc plus les incertitudes sont grandes).

II. Résultats et discussions

Les résultats de comparaison des sections de vitesse pour l'amont de la branche principale sont montrés en Figure 70 ; les résultats concernant les sections aval sont montrés à la Figure 71 (voir Mignot *et al.*, 2012).

De ces profils de vitesse, on en déduit l'erreur du profilomètre vertical au centre de la canalisation sur la vitesse moyenne de l'écoulement, pour trois répartitions de débit (50%-50%, 25%-75% et 75%-25%). Les résultats sont montrés à la Figure 72. On remarque plusieurs choses : i) quel que soit le rapport de débit, la section pour laquelle l'erreur est maximale est celle qui se situe deux largeurs de canal à l'aval de la jonction ($x = 2B$) avec un pic d'erreur à 60% pour le rapport de débit 25% latéral, 75 % principal, ii) le rapport de débit 75% principal 25% latéral est celui pour lequel l'erreur a la moins grande amplitude, mais aussi celui pour lequel la dissymétrie met le plus de temps à s'estomper (l'erreur tend moins vite vers 0 que pour les deux autres rapports de débit), iii) l'erreur sur la vitesse moyenne tombe en dessous de 20% à $x = 8B$ pour les trois rapports de débits, donc à partir de $8B$, l'erreur devient acceptable pour une mesure en réseau d'assainissement, iv) pour les trois rapports de débits, on observe une petite hausse de l'erreur juste avant la jonction, ce qui confirme l'influence amont de la jonction observée à la Figure 70 et v) pour les trois rapports de débit, on remarque qu'en $x = 1B$, l'erreur est à 0 %. Malheureusement, il est pour le moment impossible de mesurer une vitesse dans une section verticale, perpendiculaire à l'écoulement. Il est

PARTIE 4 : APPLICATIONS DE LA METHODOLOGIE : INSTRUMENTATION, CONCEPTION D'UN DISPOSITIF DE MESURES ET DESCRIPTION D'UNE NOUVELLES STRUCTURES D'ÉCOULEMENT

donc conseillé d'éviter la section $x = 2B$ pour les mesures de vitesse en jonction, et de placer les capteurs à au moins $8B$ de la jonction.

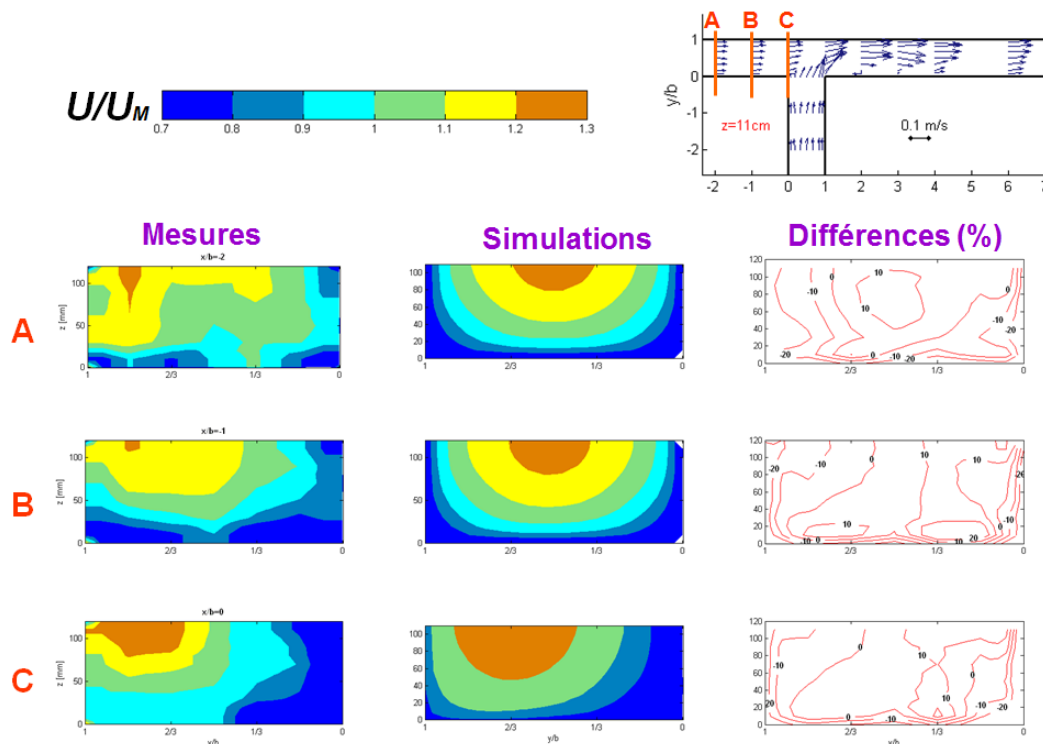


Figure 70. Profils de vitesse expérimentaux et numériques dans les sections amont de la canalisation principale. Les différences plus importantes pour les sections A et B proviennent du fait que l'écoulement principal n'est pas pleinement développé. On remarque l'influence amont de la jonction dans la section C, numériquement et expérimentalement

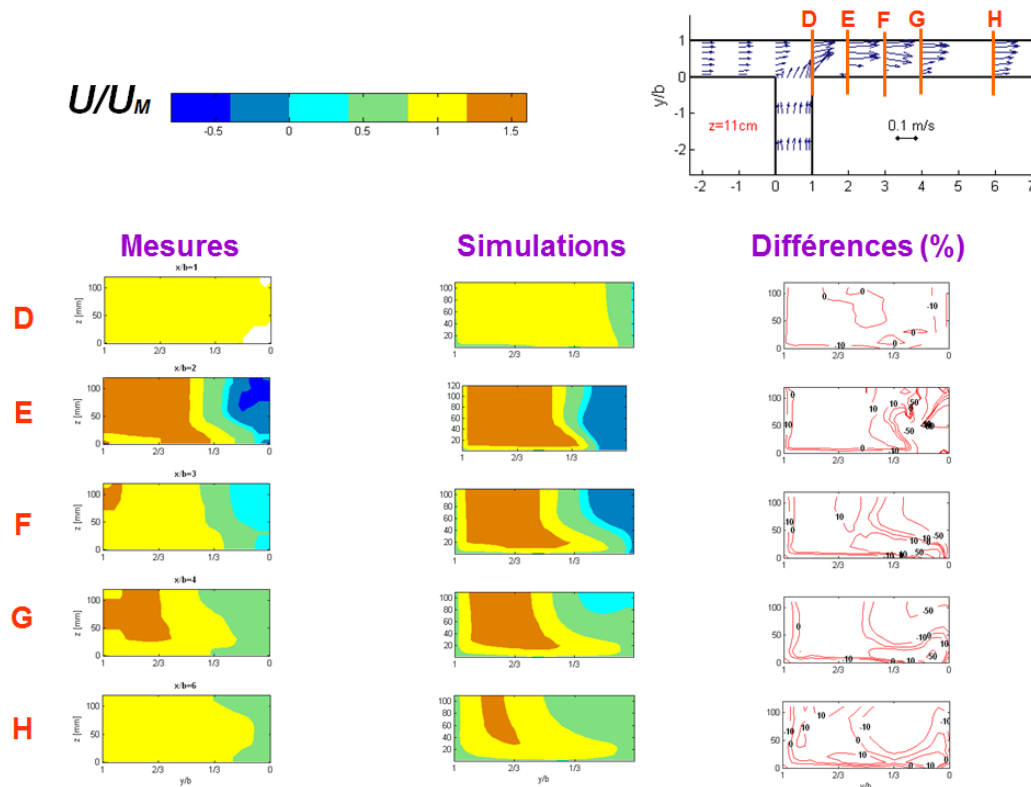


Figure 71. Profils de vitesse numériques et expérimentaux dans les sections aval de la canalisation principale. On note une forte perturbation du profil de vitesse du fait de la jonction.

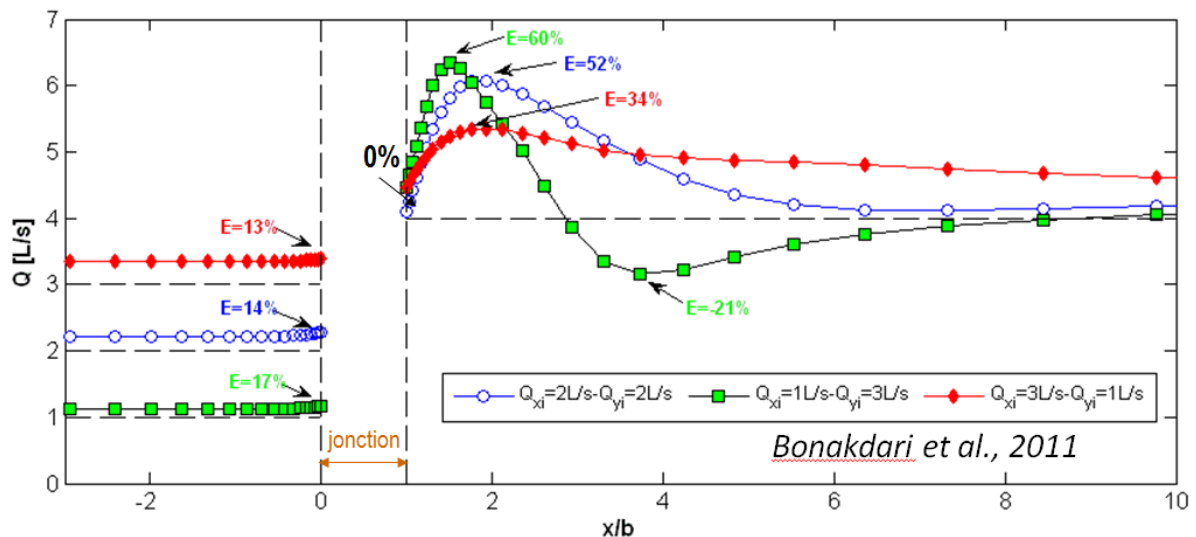


Figure 72. Evolution de l'erreur sur la vitesse moyenne commise par un profilomètre vertical situé au centre de la canalisation principale en fonction de sa position dans la canalisation.

On s'est intéressé à la généralisation de ces résultats. Il est connu qu'une jonction à 90° représente le pire cas possible en termes de perturbation de l'écoulement (des angles d'incidence inférieurs menant à une atténuation progressive de la perturbation), on peut donc généraliser ces résultats à des angles d'incidence plus faibles. En revanche, peu d'études se sont intéressées à l'impact de la forme de la jonction sur la perturbation. On modélise donc la même jonction avec des formes différentes (en gardant un diamètre hydraulique constant pour la même hauteur d'eau dans la jonction). Les formes modélisées sont : circulaire, trapézoïdale et ovoïde. Il est à noter que pour la section ovoïde, la hauteur d'eau dans la canalisation a été changée, afin de ne pas avoir de résultats redondants avec ceux de la canalisation circulaire (un ovoïde étant assimilable à une canalisation circulaire pour de faibles hauteurs d'eau). La répartition de débit pour chaque forme de section est fixée à 50%-50%. Pour ces différentes sections, on s'intéresse au profil de vitesse longitudinale en $x = 2B$ et en $x = 30B$. Pour $x = 2B$, les résultats sont montrés à la Figure 73. Pour $x = 30B$, les résultats sont montrés à la Figure 74.

On remarque que la section rectangulaire engendre la plus forte perturbation du profil de vitesse. On s'est donc intéressé au pire cas possible et on peut donc étendre nos précédents résultats sur la position d'un capteur aux autres formes de section. On remarque également que quelle que soit la section de la canalisation, la dissymétrie reste présente sur une très grande distance (jusqu'à $x = 30B$!), même avec les sections trapézoïdales et ovoïdes qui sont pourtant le mieux rétablies à cette distance.

Enfin, les résultats de la section rectangulaire ont été comparés à ceux de Weber *et al.* (2001), qui ont conduit l'expérience pour des canaux bien plus grands (largeur de 90 cm, hauteur d'eau de 0.51 m, longueur de 22 m) et qui ont également simulé ces canaux, pour les trois rapports de débits que nous avons étudiés. Les conclusions obtenues pour notre expérience sont également valables pour l'expérience de Weber, d'après ses données. Le facteur d'échelle ne semble donc pas jouer un rôle important et il est possible de généraliser cette étude pour un grand nombre de jonctions.

PARTIE 4 : APPLICATIONS DE LA METHODOLOGIE : INSTRUMENTATION, CONCEPTION D'UN DISPOSITIF DE MESURES ET DESCRIPTION D'UNE NOUVELLES STRUCTURES D'ECOULEMENT

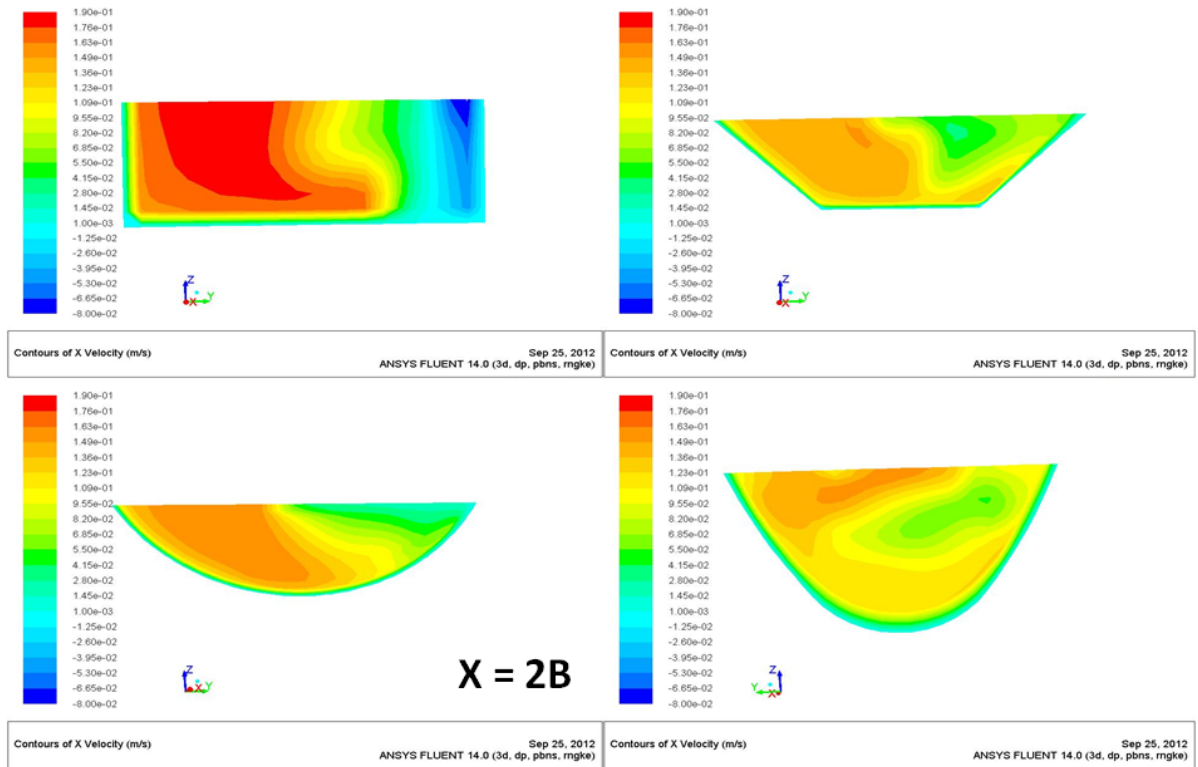


Figure 73. Profil de vitesse simulé dans la section située à $x = 2B$ de la jonction pour différentes formes de section de canalisation.

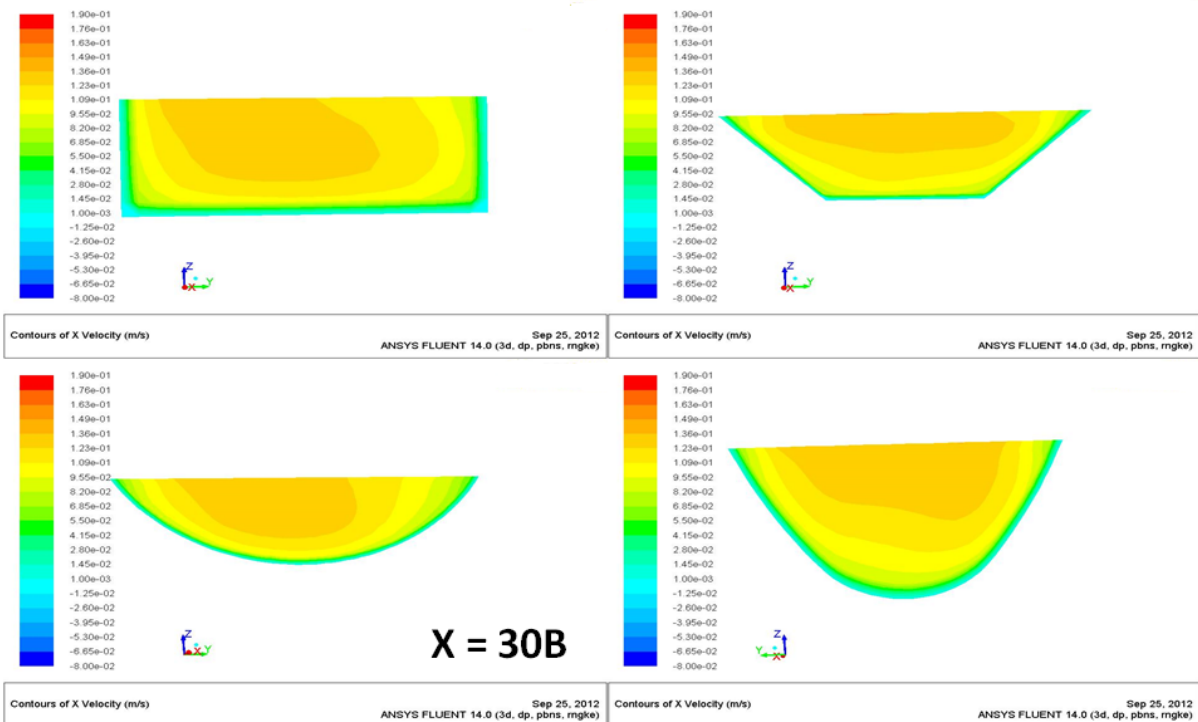


Figure 74. Profil de vitesse simulé dans la section située à $x = 30B$ de la jonction pour différentes formes de section de canalisation.

III. Comparaison entre un capteur Doppler et la méthode des cordes

On s'intéresse maintenant à une comparaison plus fine entre deux types de capteurs : le capteur Doppler et le capteur à cordes de vitesse. On modélise chacun de ces capteurs (ajout de l'encombrement du capteur Doppler, au fond du canal au centre ; le capteur à cordes de vitesse n'influe pas sur l'écoulement étant donné qu'il est encastré dans les parois latérales) à $x = 8B$ à l'aval de la jonction. Pour la mesure faite par le capteur Doppler, on réalise des sections verticales dans le volume qu'il couvre (voir l'Équation 76). Pour chacune de ces sections, on obtient n points, pour lesquels on connaît : la position du point par rapport au capteur Doppler et la vitesse qui lui est associé. On calcule alors la vitesse moyenne vue par le capteur Doppler selon l'Équation 76.

$$U_{MD} = \frac{\sum_{k=1}^n \frac{V_k}{d_k^4}}{\sum_{k=1}^n \frac{1}{d_k^4}}$$

Équation 76

Avec :
 - V_k , la vitesse au point k ,
 - d_k , la distance du point k au capteur Doppler
 - U_{MD} , la vitesse moyenne lue par le capteur Doppler.

Pour le capteur à cordes de vitesse, on se contente d'extraire les cordes puis de calculer la vitesse moyenne vue par chacune des cordes par intégration. La vitesse moyenne effective dans la section est extraite par intégration de la vitesse sur la section mouillée entière et sera pris comme référence pour la vitesse moyenne vraie. On compare le capteur Doppler à plusieurs capteurs à cordes de vitesse, selon le nombre de cordes utilisées dans la section mouillée (2, 3 ou 4). Les simulations sont faites pour des canaux rectangulaires se croisant à 90° (cas le plus défavorable). Les résultats sont présentés dans le Tableau 24.

Tableau 24. Pourcentage d'erreur sur la valeur de la vitesse moyenne vraie pour 4 capteurs situés à $x = 8B$ à l'aval de la jonction.

$Q_{\text{princ.}} - Q_{\text{lat.}}$	Q_{doppler}	$Q_{2\text{cordes}}$	$Q_{3\text{cordes}}$	$Q_{4\text{cordes}}$
25% - 75%	14%	2%	1.1%	0.4%
58% - 42%	13%	1.8%	0.8%	0.3%
75% - 25%	7%	1.2%	0.3%	0.1%

On remarque que les capteurs à cordes de vitesse sont bien plus performants que les capteurs Doppler, et ce dès deux cordes de vitesse. On note également qu'on retrouve l'un des résultats précédents : le rapport de débit 75% principal – 25% latéral engendre la moins grande perturbation du profil de vitesse, puisque que c'est systématiquement celui pour lequel l'erreur est la moins grande (la dissymétrie est donc moins prononcée que pour les autres cas).

IV. Conclusions

La méthodologie appliquée aux jonctions a permis d'identifier les principaux points critiques pour la mesure. Nous avons pu déterminer que la section $x = 2B$ après la jonction est la section où l'erreur est la plus importante quelque que soit le rapport de débit entre les canaux amont (avec une erreur sur la vitesse moyenne pouvant monter jusqu'à 60 %). Si la géométrie du site le permet, il est recommandé de placer les capteurs Doppler à une position x supérieure ou égale à $8B$, en sachant qu'à $x = 8B$, l'erreur sur la vitesse moyenne sera d'au moins 15 %. Enfin, nous avons démontré la supériorité des capteurs à cordes de vitesse sur les capteurs Doppler, avec des erreurs sur la vitesse moyenne dix fois moins importantes pour le capteur à cordes de vitesse que pour le capteur Doppler. Il convient cependant de nuancer le propos : un capteur Doppler est bien moins cher qu'une seule corde de vitesse (incluant donc deux capteurs : l'un émetteur, l'autre récepteur) et la méthode à cordes de vitesse nécessite au moins deux cordes de vitesse. Il faut donc prendre en considération le surcoût sur le long terme qu'auront les erreurs répétées du capteur Doppler, par rapport à un investissement plus importants pour un capteur à cordes de vitesse, mais qui fournira des données de bien meilleure qualité.

B. Conception d'un dispositif de mesure : le DSM

I. Contexte

Comme déjà évoqué précédemment, le retour des milieux aquatiques à un bon état écologique pour 2015 est un enjeu d'envergure imposé par la directive-cadre européenne sur l'eau de 2000. La première étape pour atteindre cet objectif est l'instrumentation des sites qui sont en interaction avec ces milieux et en particulier les déversoirs d'orage, qui sont à l'interface entre le milieu naturel et le réseau d'assainissement. Cependant, ces ouvrages spéciaux, très présents en réseau d'assainissement, n'ont pas été conçus pour la mesure mais seulement pour déverser le trop-plein d'eau directement au milieu naturel afin de protéger la station d'épuration à l'aval. Précédemment, dans la **Partie 3**, nous avons pu voir combien l'instrumentation d'un déversoir peut s'avérer délicate. Plusieurs méthodes existent, présentant chacune des défauts parfois très handicapants. La première méthode, la plus simple, est de placer les capteurs dans la canalisation de décharge. Cette méthode a pour principal inconvénient le fait que la canalisation de décharge est peu souvent en eau, ce qui entraîne des problèmes de dérive des capteurs, ou d'envasement de ceux-ci. La deuxième méthode est de mesurer le débit à l'amont et à l'aval du déversoir pour obtenir le débit déversé par différence des deux débits mesurés. Cette méthode présente deux inconvénients majeurs : le coût (deux fois le prix des capteurs, deux fois le coût de la maintenance) et les incertitudes (qui sont extrêmement élevées, de l'ordre de 100 %, à moins d'avoir un débit supérieur à 2 m.s^{-1} , voir Bertrand-Krajewski *et al.*, 2000). Enfin, la dernière méthode utilisée est de venir mesurer la hauteur d'eau au-dessus du seuil du déversoir d'orage, tout en calibrant une loi hauteur d'eau déversée-débit déversé, en faisant généralement appel à une modélisation 3D du site. Cette méthode a l'inconvénient d'être assez longue et coûteuse, et la modélisation doit être complètement reconduite en cas de changement de la géométrie du site. La Figure 75 récapitule les différentes techniques décrites ci-avant.

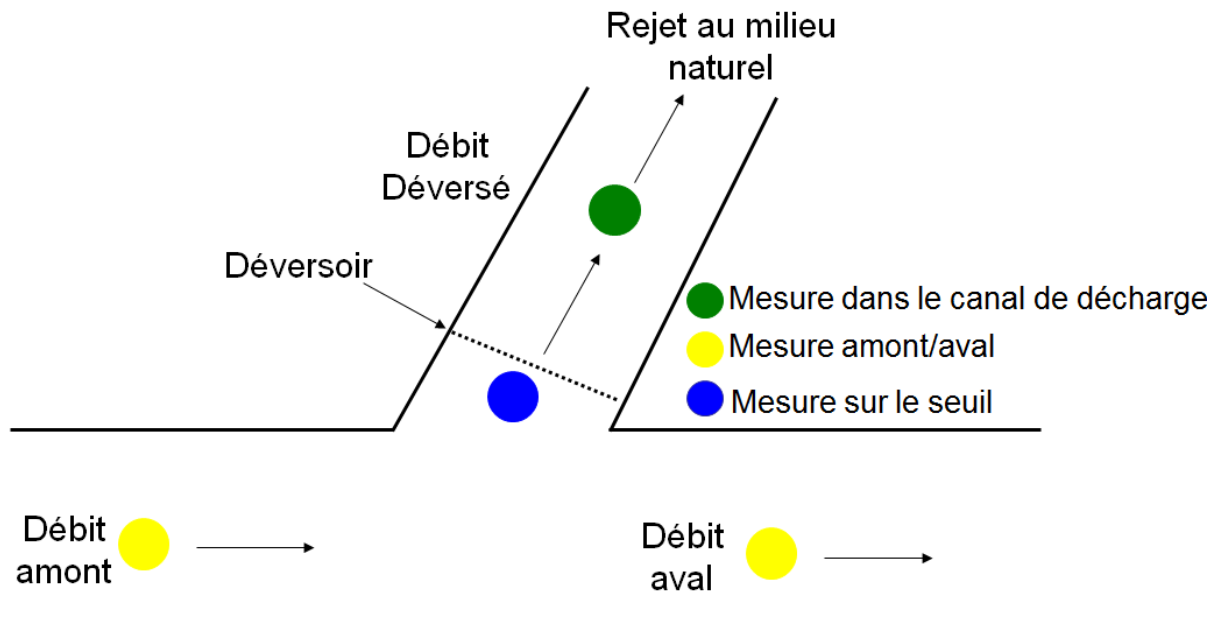


Figure 75. Récapitulatif des différentes méthodes de mesure du débit déversé par un déversoir d'orage.

On a pu voir précédemment que l'instrumentation d'un déversoir d'orage peut être particulièrement complexe (le site d'Ecully par exemple, étudié dans la partie précédente, s'est révélé impossible à instrumenter de manière conventionnelle et une loi numérique qui a été établie après l'étude approfondie du site est le meilleur moyen d'obtenir le débit déversé). Les communautés urbaines doivent instrumenter de nombreux déversoirs très complexes avant la fin 2014, pour respecter la réglementation (voir Figure 76 pour le cas du Grand Lyon).

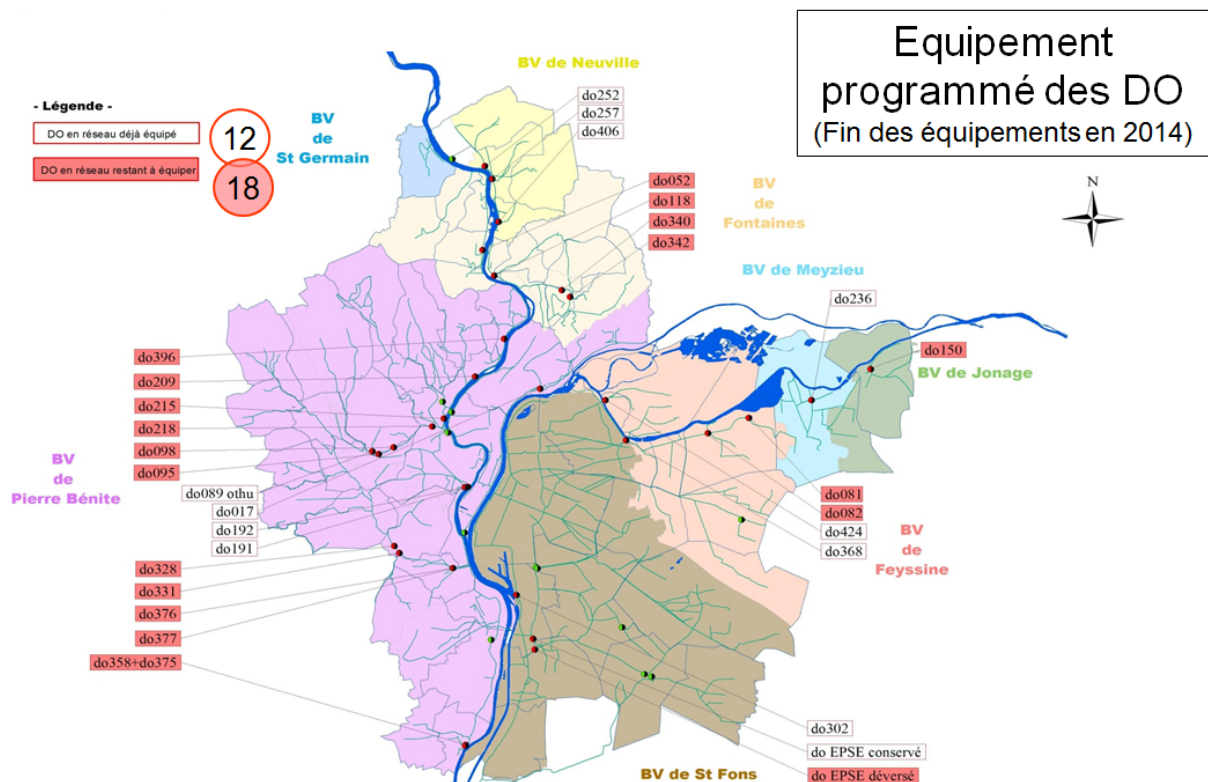


Figure 76. Carte des déversoirs du Grand Lyon, montrant les différents déversoirs dont l'instrumentation est obligatoire.

L'objectif est donc de répondre à cette forte demande en proposant une solution intégrée, qui permette la mesure fiable du débit avec des incertitudes raisonnables (au maximum 25%). La solution envisagée se doit d'être compacte, adaptable à un grand nombre de déversoirs d'orage, pour une maintenance au coût raisonnable. De plus, le dispositif doit pouvoir anticiper l'évolution de la réglementation (cette dernière impose aujourd'hui de déterminer la quantité des effluents envoyés au milieu naturel, mais va certainement demander de déterminer la qualité de ces effluents dans un futur proche). Ce nouveau concept est le Dispositif de Surveillance et de Maîtrise des rejets urbains de temps de pluie (DSM).

II. Conception du DSM

Le DSM est pensé comme une solution intégrée, qui peut être préfabriquée afin d'être normalisée le plus possible. Ce dispositif doit être inséré dans la canalisation de décharge (voir Figure 77), qui est une partie commune à tous les déversoirs et qui offre généralement de l'espace. L'inconvénient auquel il faut faire face est les conditions d'écoulement déplorables que l'on peut trouver dans les canalisations de décharge (voir l'étude sur le déversoir d'Ecully dans la **Partie 3**). Il faut donc créer des conditions d'écoulement propices à la mesure.

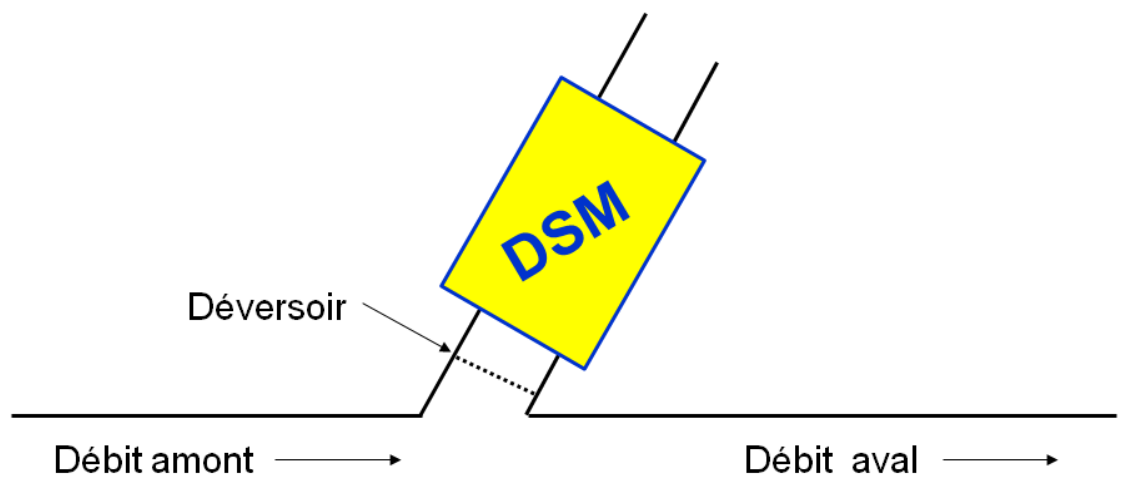


Figure 77. Principe d'insertion du DSM dans un déversoir d'orage.

L'idée est de combiner deux structures connues, dont l'association devrait permettre la mesure fiable du débit déversé. Le DSM est constitué d'une première partie décrite par Hager (voir Hager, 1999) qui consiste à dissiper l'énergie de l'écoulement et à le tranquilliser, plus particulièrement en forçant un ressaut hydraulique en faisant passer l'écoulement d'un régime torrentiel à un régime fluvial. Cette partie sert à l'origine à calmer les écoulements en entrée de bassins de décantation. Son dimensionnement est décrit dans Hager (1999). Elle consiste en un élargissement progressif à pente nulle, ce qui permet de convertir l'énergie potentielle en énergie cinétique, puis suivi d'une pente très forte (de l'ordre de 30 %) pour accélérer encore l'écoulement. Ces accélérations successives de l'écoulement assurent un régime torrentiel. Cet écoulement torrentiel va ensuite venir se briser sur des dissipateurs d'énergie, mis en place sur une pente nulle. Les dissipateurs vont fortement ralentir l'écoulement, forcer un ressaut hydraulique (passage du régime torrentiel au régime fluvial) et localiser ce ressaut à leur niveau. L'énergie cinétique accumulée va être à nouveau convertie en énergie potentielle. S'ajoute à cette conversion une perte de charge de l'ordre de 60%. Cette perte de charge importante assure le découplage entre l'écoulement avant les dissipateurs et

PARTIE 4 : APPLICATIONS DE LA METHODOLOGIE : INSTRUMENTATION, CONCEPTION D'UN DISPOSITIF DE MESURES ET DESCRIPTION D'UNE NOUVELLES STRUCTURES D'ÉCOULEMENT

l'écoulement après les dissipateurs. Les conditions d'écoulement amont ne peuvent venir perturber l'aval, de même que les conditions aval ne peuvent perturber l'amont.

La deuxième partie du DSM est un déversoir latéral double avec entonnement. Ce déversoir peut être adaptable (il peut être frontal ou latéral simple). Le choix par défaut s'est porté sur un déversoir latéral double avec entonnement, car ce genre de déversoir permet de canaliser l'écoulement et de gonfler la loi d'eau (pour une même plage de débit, la plage de hauteur d'eau correspondante sera plus grande que pour un autre genre de déversoir). Enfin, ce type de déversoir est moins sujet à des problèmes d'enfouissement (remise en suspension et déversement des matières en suspension décantées au pied des crêtes). Le but du déversoir est d'imposer une certaine hauteur d'eau pour la partie en écoulement fluvial, hauteur d'eau qui sera stable et la même partout dans la zone de déversement. Le but du DSM est de déterminer le débit qui transite à travers le DSM grâce à la mesure de cette hauteur d'eau.

Enfin, entre la zone de dissipation de l'énergie et la zone de déversement se trouve une zone de stabilisation de l'écoulement, dont les dimensions ont été déterminées en utilisant la modélisation 3D. Elle assure la séparation entre le ressaut hydraulique et la zone de déversement et prévient donc toutes perturbations de la mesure de hauteur d'eau dans cette zone. La Figure 78 montre le DSM dans son intégralité.

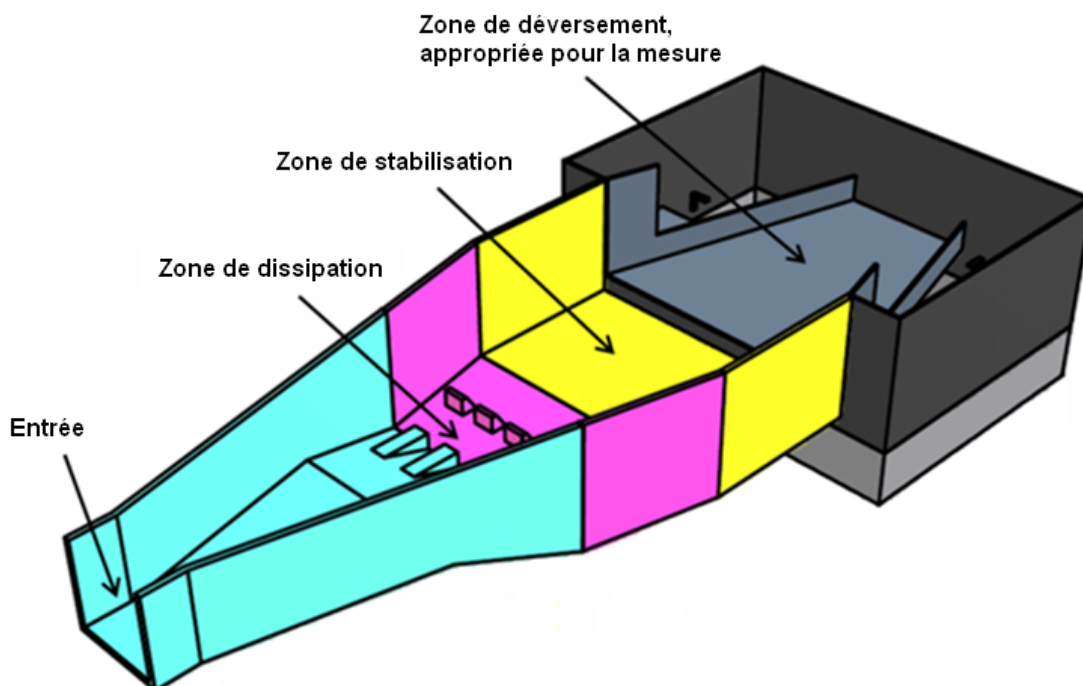


Figure 78. Schéma du DSM.

Sur la Figure 78, on peut noter la présence d'une marche en entrée de la zone de déversement. Cette marche n'est pas obligatoire et a pour but d'aider à concentrer tous les sédiments en une seule zone du DSM, afin de faciliter son entretien.

Dans sa conception actuelle, il est possible de prédire la taille du DSM en fonction de la canalisation d'entrée. On peut évaluer la compacité du DSM : sa longueur est égale à 11 fois le diamètre de la canalisation de décharge du déversoir d'orage équipé. Pour une canalisation de décharge de 1 mètre de diamètre, le DSM fera 11 mètres. On commence à atteindre une limite en termes de compacité de

l'ouvrage. On ne pourra sans doute pas équiper avec un DSM des déversoirs d'orage gigantesques (avec des canalisations de décharge dont le diamètre est supérieur à 1 mètre, ou équivalent en cas de canalisation de décharge non circulaire). De tels déversoirs ne sont cependant pas une majorité et le DSM reste applicable à un grand nombre de déversoirs.

III. Premiers résultats numériques

Le DSM étant maintenant défini et sa géométrie connue, on lance une première campagne de simulations RANS, afin d'avoir une première idée de son fonctionnement. Le but de cette campagne de simulations est la validation du concept en vue de fabriquer un pilote expérimental (canalisation d'entrée de 20 cm de diamètre). La géométrie est parfaitement définie. Pour la modélisation de l'écoulement on fait le choix d'utiliser un modèle $k-\varepsilon$ RNG, couplé à une loi de paroi *scalable*, car on s'intéresse ici principalement à la modélisation des hauteurs d'eau et des vitesses dans le DSM. La surface libre est modélisée en utilisant le modèle VOF, qui sera certainement peu précis pour la représentation du ressaut hydraulique (le modèle VOF est prévu pour des fluides non miscibles, hypothèse qui est mise à mal dans un ressaut hydraulique, où l'entraînement d'air et l'aération de l'écoulement tendent à mélanger l'eau et l'air). Comme aucune difficulté particulière n'est attendue sur la convergence, les schémas de discrétisation et l'algorithme de couplage pression-vitesse choisis sont *Second-Order Upwind* et *SIMPLE* respectivement. Une gamme de débit est explorée (1, 2, 3, 4, 6, 8 et 10 L.s⁻¹, 1 et 10 L.s⁻¹ correspondant aux débits limites du dispositif expérimental, au vu des caractéristiques hydrauliques de l'installation). Les résultats pour 9 L.s⁻¹ sont montrés à la Figure 79. Les résultats numériques sont plutôt satisfaisants puisque le DSM est capable de produire un ressaut hydraulique, qui reste localisé au niveau des dissipateurs d'énergie, et derrière lequel la surface libre est stable et constante dans toute la zone de mesure.

Ces résultats numériques permettent une première validation de la géométrie définie en amont pour le DSM. On peut donc passer à l'étape suivante : la construction d'un pilote expérimental qui permettra de valider en retour la modélisation et pour lequel on pourra définir une loi hauteur d'eau déversée-débit déversé et mesurer les profils de vitesse dans le DSM. Ces données permettront une validation fine de la modélisation, afin de pouvoir explorer d'autres échelles de manière numérique (notamment pour étudier l'influence du changement d'échelle et aider à la conception d'ouvrages réels à mettre en place dans le réseau).

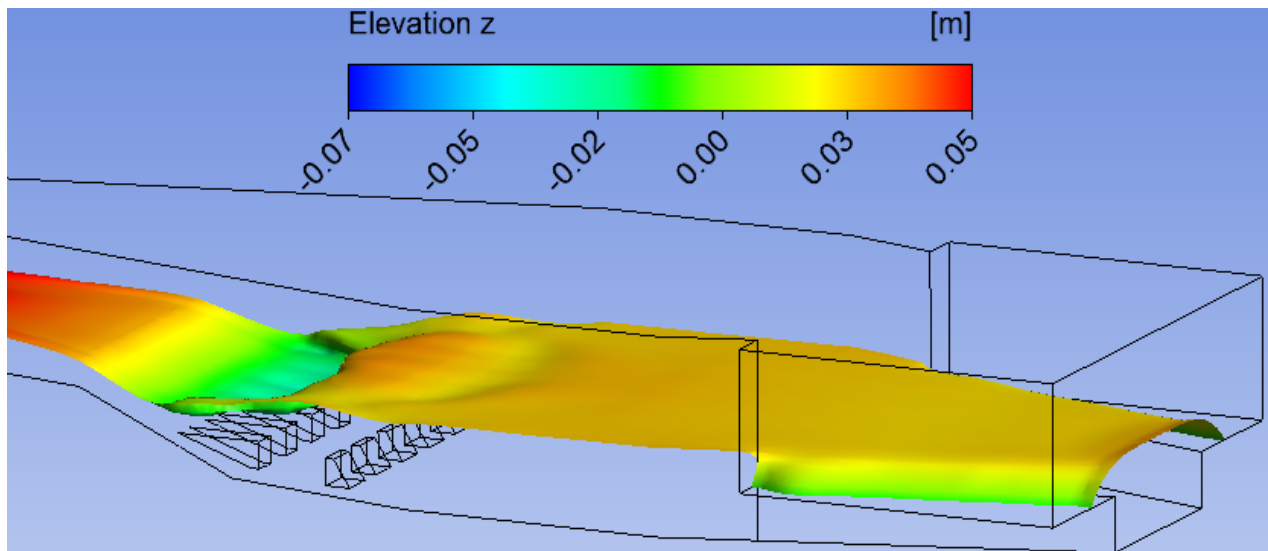


Figure 79. Résultats de simulation : surface libre obtenue pour un débit entrant égal à 9 L.s⁻¹. La couleur indique l'élévation (en m). On remarque que la couleur est constante dans la zone de mesures, ce qui est le résultat recherché.

D'autres résultats numériques, notamment sur les champs de vitesses (voir Figure 80) et les contours d'énergie cinétique turbulent et de contrainte de cisaillement au fond (voir Figure 81) permettent de prédire une certaine capacité du DSM à décanter les matières en suspension (MES) avant la zone de déversement. En effet, les vitesses chutent drastiquement après les dissipateurs d'énergie (division par 5 en moyenne), de même que l'énergie cinétique turbulente (indicateur de la capacité de la turbulence à remettre en suspension une particule décantée, Yan, 2013) et que la contrainte de cisaillement (indicateur de la capacité de l'écoulement à éroder le dépôt sédimentaire).

L'intérêt est ici double : i) ne pas perturber les hauteurs d'eau dans la zone de déversement en arrivant à forcer la décantation avant et ii) réduire l'impact des rejets urbains sur l'environnement en piégeant les MES dans le DSM, les MES véhiculant la plupart des polluants sous forme particulaire (voir par exemple Sebastian, 2013). De plus, la Figure 80 montre que les vitesses verticales au niveau des crêtes est faible, ce qui montre que la remise en suspension des MES près des crêtes de déversement sera limitée.

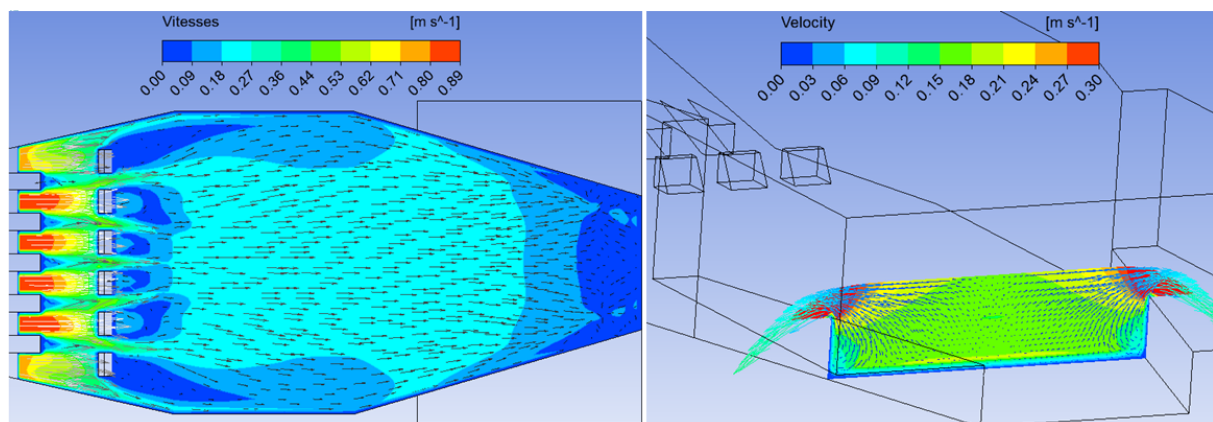


Figure 80. Champ de vitesses horizontal numérique après les dissipateurs (à gauche) et vertical dans la zone de déversement (à droite).

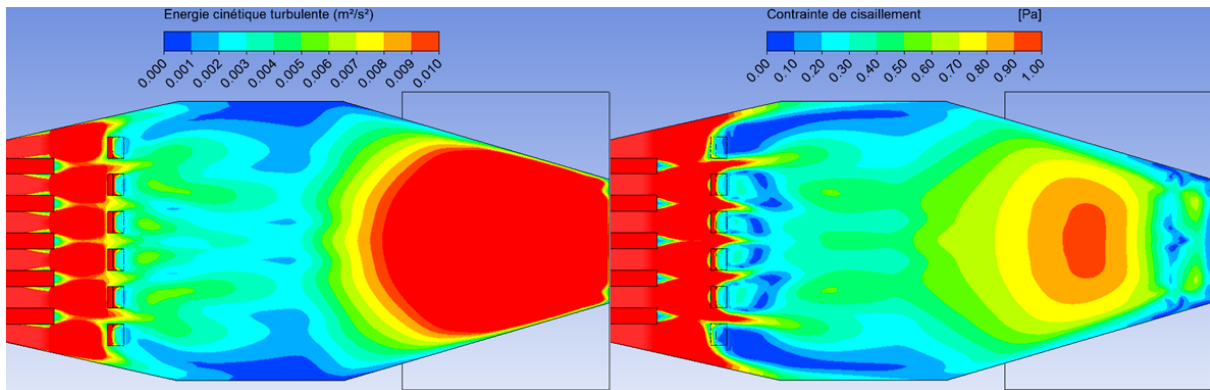


Figure 81. Contours numérique de l'énergie cinétique turbulente (à gauche) et de la contrainte turbulente près du fond (à droite).

IV. Résultats expérimentaux

1) Réalisation d'un pilote expérimental

Dans le cadre du dépôt de brevet, un pilote échelle 1:5 (pour une canalisation à l'entrée du dispositif de diamètre 1 m) a été financé par le Grand Lyon (voir Figure 82). Ce pilote a fourni un cas très intéressant de régime torrentiel, fortement varié, avec ressaut hydraulique, dont toutes les conditions limites pouvaient être maîtrisées (ce qui n'est pas le cas de la canalisation de Chassieu ou du déversoir d'Ecully). De plus les mesures de hauteurs d'eau et de vitesses couvrent très largement le domaine, offrant ainsi une cartographie complète de l'écoulement, là où sur les sites de l'OTHU nous devons nous contenter de mesures ponctuelles. S'ajoute à ça la fiabilité de ces mesures, que l'on maîtrise bien mieux sur ce cas que sur les cas *in situ*. Ce pilote permet donc la validation en laboratoire d'un cas torrentiel brusquement varié.

Ce pilote (réalisé par Champion Industrie) comprend une cuve inox de 2 m³ (servant à stocker l'eau nécessaire au fonctionnement en circuit fermé), une chambre de régulation du débit en inox, 8 mètres de tuyau inox, le DSM en lui-même, fait en PVC et un tuyau inox de sortie de 1m20. De plus, châssis permettant l'installation de capteur surplombe le DSM. Afin de faire circuler l'eau, une pompe triphasé 380 volts est installée dans la cuve et est pilotée par une variateur de fréquence, de manière manuelle ou automatique, selon le choix de l'opérateur. Deux débitmètres électromagnétiques sont installés, afin de suivre l'évolution du débit à travers le dispositif. L'un est placé après la chambre de régulation, l'autre en sortie du DSM. S'ajoutent à ces deux débitmètres trois capteurs radar VEGA, dont l'incertitude de mesure est de +/- 1mm, utilisé en mode « démonstration », permettant l'acquisition de la hauteur d'eau toutes les 0.5 secondes. Tous les capteurs (débitmètres et capteurs radars) ainsi que la pompe peuvent être commandé via une interface du logiciel Labview (<http://www.ni.com/labview/f/>), permettant l'automatisation de la variation du débit et de l'acquisition des données.



Figure 82. Pilote DSM, échelle 1:5 d'un ouvrage réel recevant un diamètre $\phi 1000$ en entrée.

2) Qualification des données

Afin de déterminer au mieux la loi qui relie la hauteur dans la zone de déversement et le débit qui transite par le DSM, plusieurs séries de mesures ont été réalisées afin de vérifier i) la répétabilité des mesures, ii) la sensibilité des couples (Q_{DSM}, h_{DSM}) au sens d'évolution du débit (débit montant, débit descendant) ainsi qu'à sa vitesse de variation et iii) les caractéristiques statistiques du jeu de données qui permettront ensuite de traiter les données brutes pour en éliminer les points aberrants. La hauteur d'eau h_{DSM} est définie à la Figure 83.

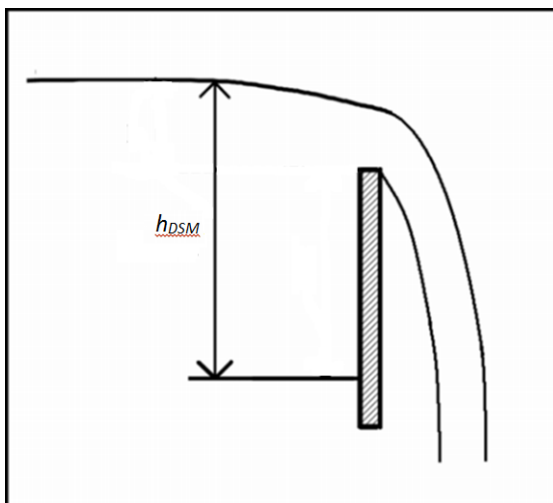


Figure 83. Définition de la hauteur h_{DSM} .

PARTIE 4 : APPLICATIONS DE LA METHODOLOGIE : INSTRUMENTATION, CONCEPTION D'UN DISPOSITIF DE MESURES ET DESCRIPTION D'UNE NOUVELLES STRUCTURES D'ÉCOULEMENT

La Figure 84 montre la dispersion qu'il est possible d'obtenir du fait des incertitudes des capteurs (débitmètre et capteur de hauteur d'eau). Il ressort également que certains couples (Q_{DSM}, h_{DSM}) peuvent être considérés comme aberrants et donc éliminés. En s'appuyant sur les incertitudes des capteurs, il est possible de définir un intervalle en dehors duquel le point est aberrant, compte tenu du fait que l'écoulement est bien établi pour chaque point de mesure (un palier d'au moins 60 secondes étant systématiquement appliqué avant chaque mesure). L'intervalle pour le débit est présenté dans l'Équation 77, celui pour la hauteur d'eau dans l'Équation 78.

$$\Delta Q_{DSM} = \pm 15 \text{ L. min}^{-1}$$

Équation 77

$$\Delta h_{DSM} = \pm 3 \text{ mm}$$

Équation 78

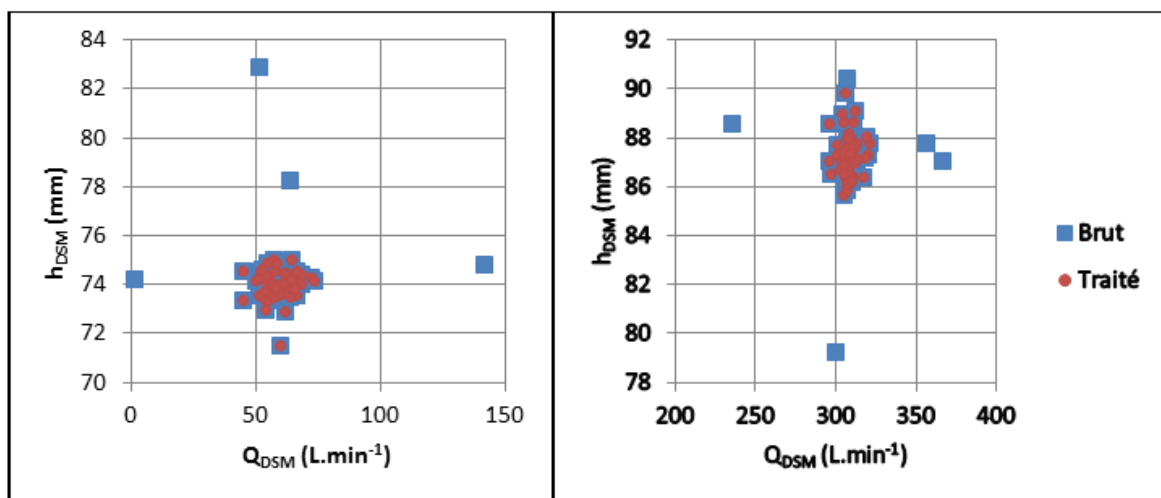


Figure 84. Illustration de la dispersion des couples (Q_{DSM}, h_{DSM}) du fait de l'incertitude des capteurs et effet du traitement des données mis en place.

La Figure 85 démontre l'insensibilité de la loi $Q_{DSM} = f(h_{DSM})$ au sens d'évolution du débit. Elle démontre également que la répétabilité est bonne.

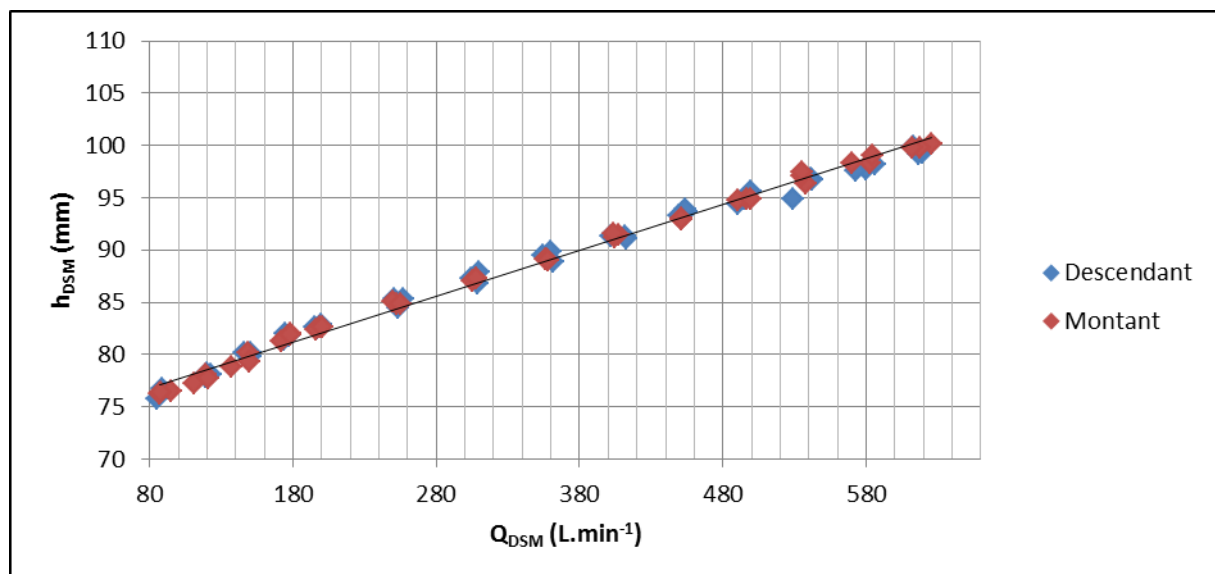


Figure 85. Illustration de l'influence du sens d'évolution du débit sur les couples (Q_{DSM}, h_{DSM}) .

3) Etablissement de la loi $Q_{DSM} = f(h_{DSM})$

Ayant défini un traitement des données afin d'assurer leur fiabilité, on peut désormais définir une loi reliant le débit Q_{DSM} , transitant dans le DSM et la hauteur d'eau dans la zone de déversement h_{DSM} . La Figure 86 montre ce que l'on obtient en traçant Q_{DSM} en fonction de h_{DSM} pour la gamme de débit disponible sur le pilote expérimental (de 1 L.s⁻¹ jusqu'à 10 L.s⁻¹).

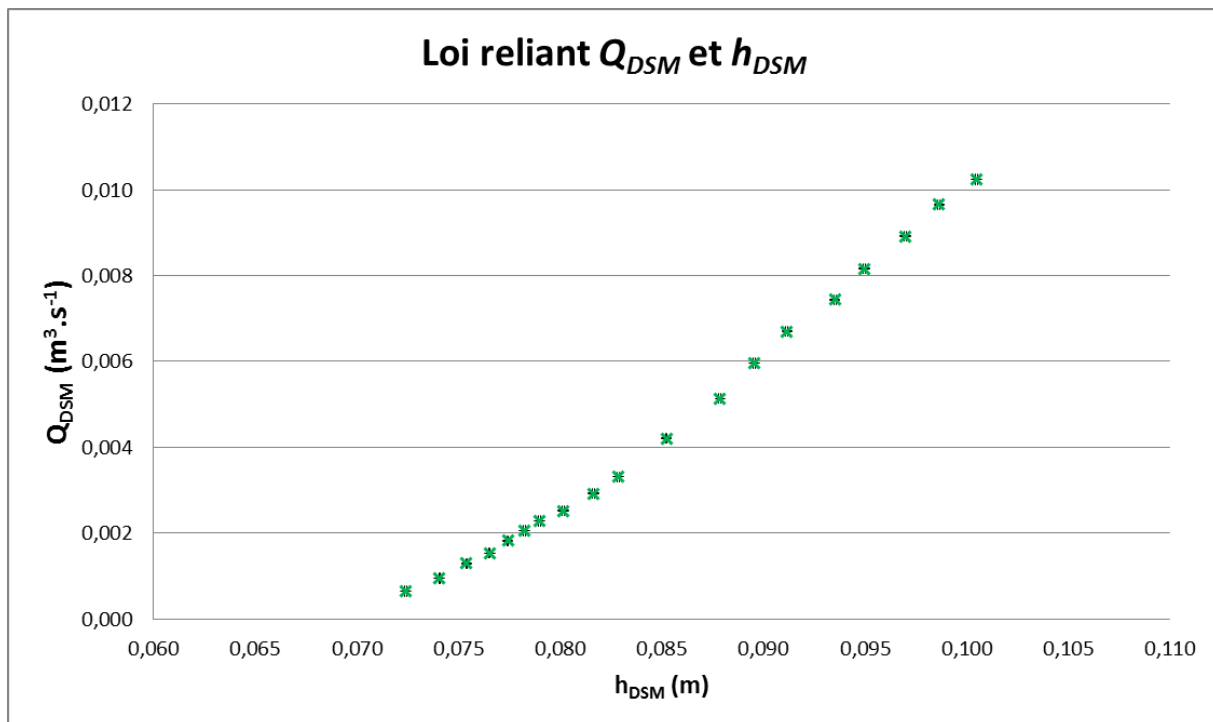


Figure 86. Loi reliant Q_{DSM} et h_{DSM} . Chaque point représente la moyenne d'une quarantaine de mesures, afin de réduire au maximum les incertitudes sur la loi, effectuée indifféremment en débit montant ou descendant.

Cette relation peut être approximée de plusieurs manières : une loi linéaire, peu satisfaisante du fait du changement de pente évident, une loi bilinéaire, avec une rupture de pente vers $Q_{DSM} = 3$ L.s⁻¹, peu satisfaisante également car peu pratique à employer ou une loi puissance du type $Q_{DSM} = a \cdot h_{DSM}^b + c$. La meilleure loi puissance qui approxime cette relation (obtenue en utilisant la méthode des moindres carrés) est présentée dans l'Équation 79.

$$Q_{DSM} = 5.58 \cdot h_{DSM}^{2.5} - 0.0075$$

Équation 79

Cette loi conduit à des incertitudes acceptables et représente la relation empirique de manière satisfaisante. Cependant, il est possible d'approcher de manière plus fiable la relation entre Q_{DSM} et h_{DSM} en redéfinissant h_{DSM} . L'inconvénient de la hauteur h_{DSM} définie actuellement est que la loi qui relie h_{DSM} et Q_{DSM} ne passe pas par le point (0,0). Si l'on redéfinit h_{DSM} de sorte que $Q_{DSM} = 0$ lorsque $h_{DSM} = 0$ (voir Figure 87), on obtient une loi plus réaliste.

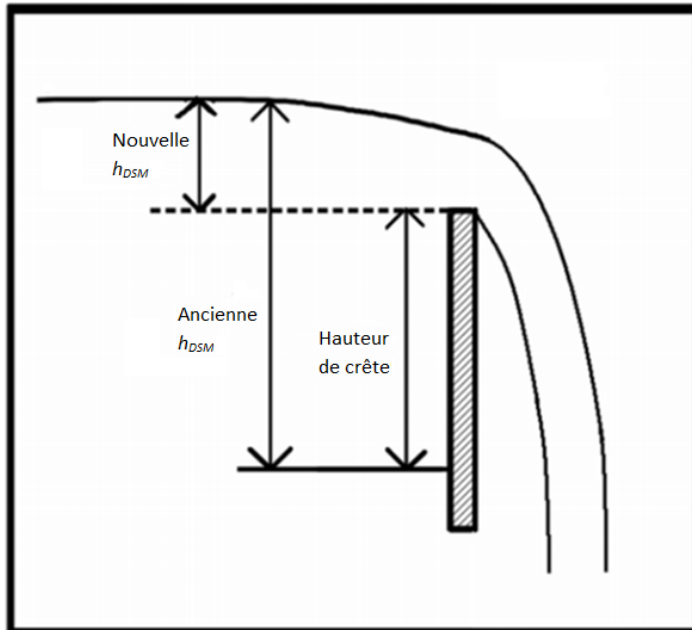


Figure 87. Redéfinition de la hauteur h_{DSM} , afin de fiabiliser encore plus la loi.

On obtient alors une nouvelle relation puissance bien plus simple, du type $Q_{DSM} = \alpha h_{DSM}^\beta$. Cette relation est montrée à la Figure 88.

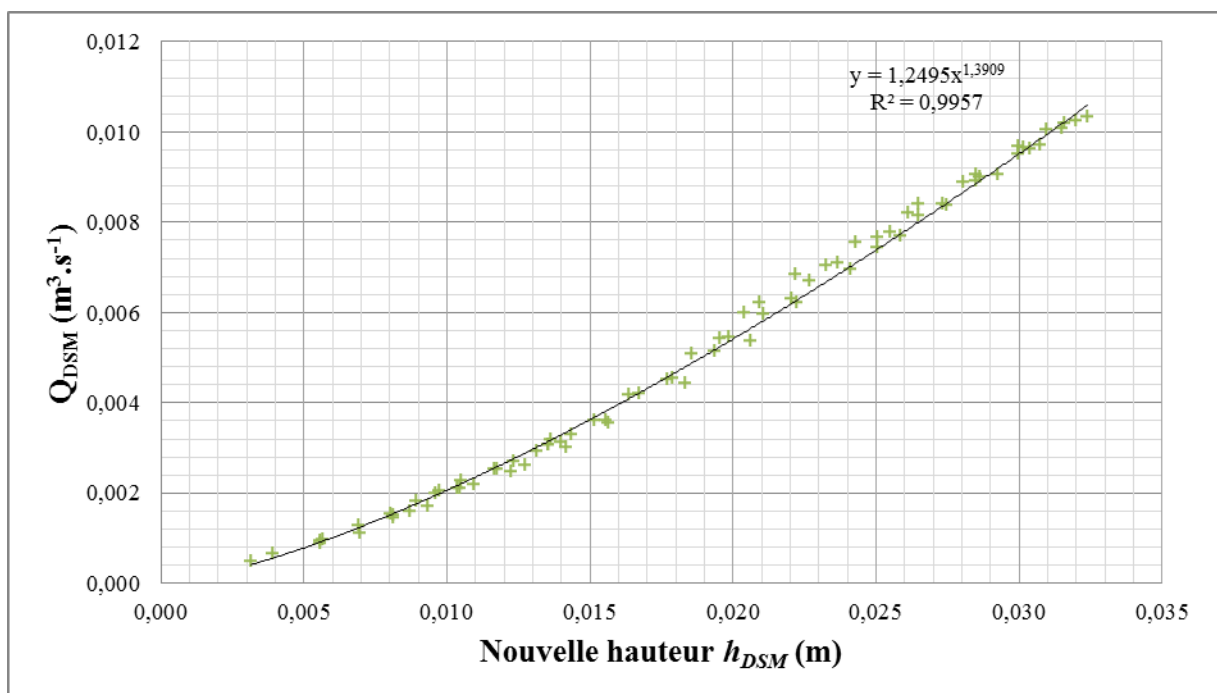


Figure 88. Nouvelle relation entre Q_{DSM} et h_{DSM} , après la redéfinition de h_{DSM} .

Nous choisissons la loi $Q_{DSM} = 1.25 h_{DSM}^{1.39}$, car cette relation minimise la somme des carrés des écarts. Cependant, à ce stade, il convient de vérifier la sensibilité de la corrélation vis-à-vis des paramètres α et β . Pour cela plusieurs tests ont été faits, avec différentes méthodes.

Avec Matlab, le résidu de la somme des carrés des écarts varie en fonction de α et β et possède un minimum local pour $\alpha = 1.3208$ et $\beta = 1.404$. Par souci de simplification, on utilisera la loi présentée en Équation 80, dans laquelle Q_{DSM} est exprimé en $m^3.s^{-1}$ et h_{DSM} en m.

$$Q_{DSM} = 1.3 \cdot h_{DSM}^{1.4}$$

Équation 80

4) Evaluation des incertitudes

En partant de la loi : $Q_{DSM} = a \cdot h_{DSM}^{1.4}$ et en posant : $H = h_{DSM}^{1.4}$, le calcul des incertitudes revient à étudier la propagation des erreurs au sein d'une simple loi linéaire $Q_{DSM} = a \cdot H$. On étudie dans un premier temps les incertitudes sur le paramètres a , ainsi que sur le résultat fourni par la modélisation, c'est-à-dire sur Q_{DSM} calculé.

L'erreur type sur le paramètre a est définie dans l'Équation 81.

$$\sigma_a = \sigma_y \sqrt{\frac{n}{\Delta}}$$

Équation 81

Avec : $-\sigma_y = \sqrt{\frac{1}{n-2} \sum_{i=1}^n (Q - (aH + b))^2}$
 -n, le nombre d'échantillons.

Après calcul, on obtient :

$$\sigma_y = 1.87 \cdot 10^{-4}$$

$$\sigma_a = 9.03 \cdot 10^{-3}$$

D'où l'on déduit :

$$a = 1.3016 \pm 0.00903$$

Équation 82

L'Équation 82 amène la conclusion suivante : la réduction du coefficient directeur a à 1.3 n'est pas gênante car $1.3016 - 1.3 < \sigma_a$. On peut donc valider la loi présentée en Équation 80.

On étudie à présent l'erreur sur le débit mesuré en utilisant la loi de propagation des incertitudes. On considère à nouveau la loi $Q_{DSM} = a \cdot H$ ($H = h_{DSM}^{1.4}$). En utilisant la loi de propagation des incertitudes, on peut donc estimer l'incertitude sur Q_{DSM} grâce à l'Équation 83.

$$\sigma^2(Q_{DSM}) = \left(\frac{\partial Q_{DSM}}{\partial a}\right)^2 \sigma^2(a) + \left(\frac{\partial Q_{DSM}}{\partial H}\right)^2 \sigma^2(H)$$

Équation 83

Où :

$$\sigma^2(H) = \left(\frac{\partial H}{\partial h_{DSM}}\right)^2 \times \sigma^2(h_{DSM}) = (\alpha h_{DSM}^{\alpha-1})^2 \times \sigma^2(h_{DSM}) (1.4 h_{DSM}^{0.4})^2 \times \sigma^2(h_{DSM})$$

Équation 84

En injectant l'Équation 84 dans l'Équation 83, on obtient l'Équation 85.

$$\sigma^2(Q_{DSM}) = (h_{DSM}^{1.4})^2 \sigma^2(a) + a^2 (1.4 h_{DSM}^{1.4})^2 \cdot \sigma^2(h_{DSM})$$

Équation 85

L'incertitude sur Q_{DSM} n'a qu'une seule variable : h_{DSM} (son incertitude est celle du capteur et est donc connue $-\sigma(h_{DSM}) = 0.002 \text{ m}$). On peut donc tracer l'incertitude sur Q en fonction de h_{DSM} , et donc en fonction de Q_{DSM} . La Figure 89 montre l'évolution l'incertitude relative sur Q_{DSM} en fonction de Q_{DSM} .

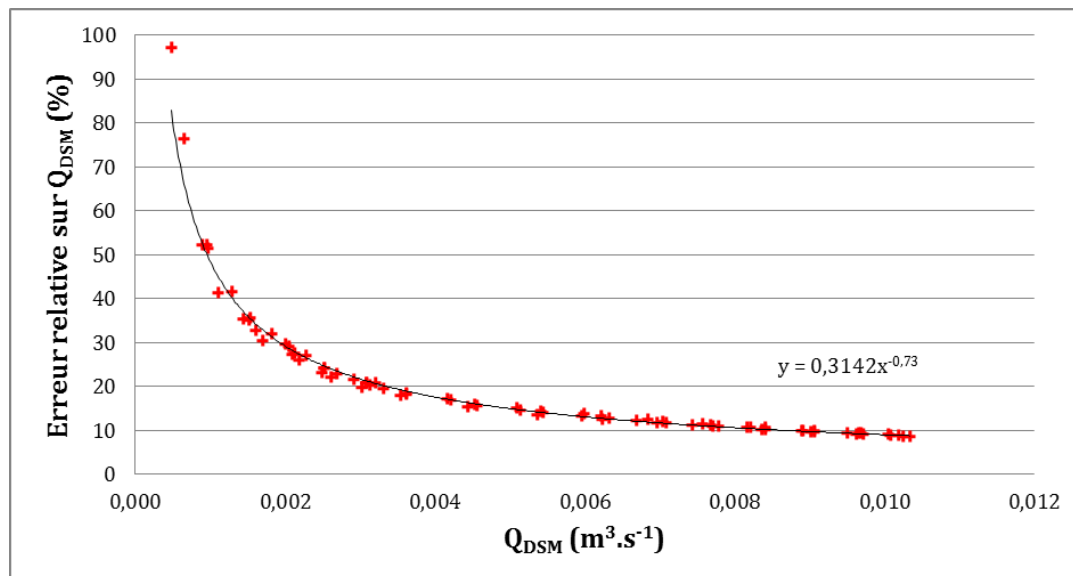


Figure 89. Evolution de l'incertitude relative sur Q_{DSM} en fonction de la valeur de Q_{DSM} .

Comme attendu du fait de la définition de la nouvelle hauteur h_{DSM} , l'incertitude relative est très élevée pour de petits débits (car h_{DSM} est de l'ordre de l'incertitude du capteur) mais tombe rapidement en dessous de 20 % (dès 3 L.s-1).

5) Evaluation de la loi pour plusieurs simulations d'évènements pluvieux

Le dispositif expérimental permet de simuler divers diagrammes de débits qui peuvent représenter un évènement pluvieux. 43 évènements différents ont été expérimentés (représentatifs de ce qu'il est possible d'observer dans les canalisations de décharge d'un déversoir d'orage) et pour chacun d'entre eux, le débit calculé grâce à la loi établie dans l'Équation 80 a été confronté à la mesure du débitmètre électromagnétique. La Figure 90 présente un exemple de confrontation entre le débit mesuré et le débit calculé.

On remarque que le débit instantané n'est pas toujours très bien approché par le calcul, en revanche, si l'on calcule le volume déversé, les résultats sont bons l'erreur est inférieure à 3 %. Cette tendance est vraie pour chacun des 43 évènements pluvieux simulés. Ce résultat est d'autant plus intéressant que la réglementation porte sur la mesure des volumes déversés au milieu naturel et non sur le débit instantané.

Ce résultat valide le bon fonctionnement du DSM ainsi que de la loi définie pour relier le débit déversé à la hauteur d'eau mesurée dans la zone de mesures.

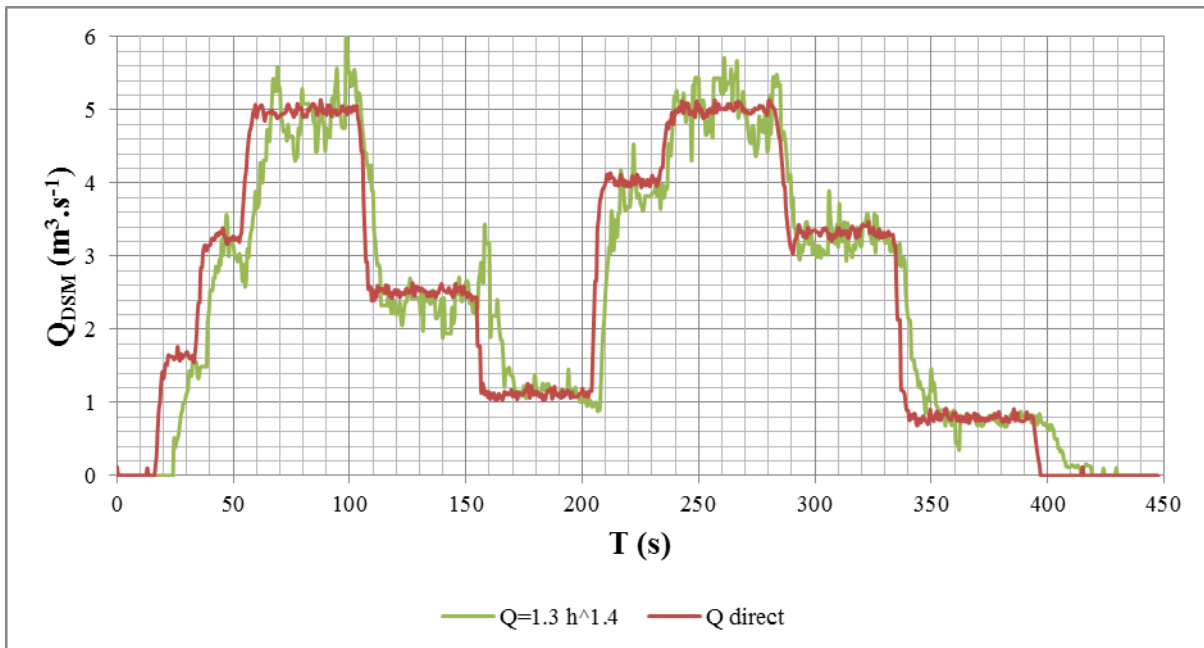


Figure 90. Comparaison entre le débit mesuré et le débit calculé en fonction du temps pour un évènement pluvieux à double pics. En vert le débit calculé, en rouge le débit mesuré. Le léger retard que l'on peut observer entre le débit mesuré et le débit calculé est dû au chemin parcouru par l'eau entre le débitmètre d'entrée (choisi plutôt que le débitmètre de sortie du fait de sa meilleure stabilité) et le capteur dans la zone de mesure du DSM (8 mètres de canalisation environ).

V. Conclusions

Le but était de définir un concept tel que la mesure de débit déversé par une majorité de déversoir d'orage puisse être effectuée de manière fiable, la même pour tous. Le DSM a ainsi été conçu, prévu pour s'insérer dans la canalisation de décharge des déversoirs (partie commune à tous, procurant généralement un espace suffisant), pensé pour stabiliser l'écoulement qui arrive quel qu'il soit, et créer une zone propice à la mesure d'une hauteur d'eau, hauteur d'eau qu'il est possible de relier au débit qui transite à travers le DSM. La modélisation RANS a permis de valider la géométrie du DSM en fournissant des premiers résultats qualitatifs très encourageant. Cela a débouché sur la construction d'un pilote d'essai, qui a pu confirmer le comportement qualitatif du DSM. Le pilote d'essai a ensuite servi pour plusieurs campagnes de mesure dont l'objectif était l'établissement d'une loi reliant le débit qui transite à travers le DSM et la hauteur d'eau au-dessus de la crête du déversoir latéral double avec entonnement dans la zone de mesures. Cette loi, décrite dans l'Équation 80, est simple d'utilisation, indépendante des conditions d'entrée (pente de la canalisation de décharge, profil de vitesse parfaitement développé ou très perturbé). De plus, les incertitudes sur le débit mesuré (très élevées pour de faibles débits) tombent rapidement en dessous d'une valeur acceptable pour la mesure d'un débit dans le réseau d'assainissement (20%) lorsque le débit augmente. Enfin, lorsqu'on s'intéresse aux volumes déversés, la loi proposée permet d'obtenir leur valeur à moins de 5% d'erreur près.

C. Description de nouvelles structures d'écoulement en bifurcation

Cette partie s'intéresse à l'usage de la méthodologie définie à la **Partie 3** pour découvrir de nouveaux types d'écoulements. On s'intéresse en particulier à un écoulement en bifurcation qui n'a pas été mentionné dans la bibliographie (Neary *et al.*, 1999, reporte dans ses figures 10 et 11c une structure s'approchant le plus de cette nouvelle structure d'écoulement, sans tenter de l'expliquer ou de comprendre en quoi elle est différente de ce que l'on connaît), ainsi qu'à la manière dont l'existence de cet écoulement est validée.

I. Contexte

Les bifurcations sont des ouvrages spéciaux très présents en réseau d'assainissement et ont déjà été présentées précédemment dans cette thèse (**Partie 1**). Les bifurcations sont des ouvrages stratégiques en termes d'auto-surveillance du réseau, car elles sont le siège d'écoulements complexes, qu'il est important de maîtriser afin de comprendre comment le débit se répartit dans chaque branche aval, ainsi que les polluants. Nous avons mené une étude dont le but est la prédiction de la répartition des débits (souvent pris comme paramètre par les études numériques précédentes –voir Rammamurthy *et al.*, 2007–) afin de pouvoir améliorer l'instrumentation des bifurcations. En effet, s'il est possible de prédire la répartition des débits d'une bifurcation en fonction du débit entrant, on peut réduire le nombre de capteurs nécessaires à l'auto-surveillance de cette dernière et effectuer des mesures dans une zone a priori peu perturbée (l'aval des jonctions étant très perturbé du point de vue des vitesses et de la turbulence). L'essentiel des résultats de cette étude sont montrés dans la **Partie 3**. Au cours de cette étude, une nouvelle structure d'écoulement a été repérée : un nouveau type de recirculation dans la branche latérale de la bifurcation. La Figure 91 présente la comparaison entre cette nouvelle recirculation et une recirculation classique.

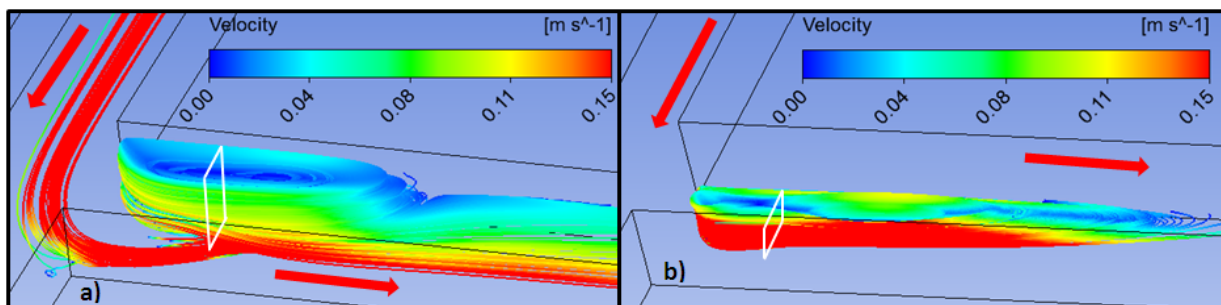


Figure 91. Comparaison entre la nouvelle recirculation (a), dans laquelle des lignes de courant arrivent depuis le fond du canal amont et repartent vers la surface libre de la branche latérale et une recirculation classique (b), dans laquelle aucune ligne de courant ne rentre, et de laquelle aucune ligne de courant ne repart. Les flèches rouges indiquent le sens de l'écoulement, la couleur indique la vitesse de celui-ci.

Cette nouvelle recirculation pose plusieurs questions : i) comment valider expérimentalement son existence ? ii) quelles sont les conditions hydrauliques qui mènent à l'une ou l'autre des recirculations ? iii) quel impact sur les zones de dépôt ou sur le transport de polluants ? iv) quelles applications pour le réseau d'assainissement ou pour d'autres domaines (inondations en ville par exemple) ?

II. Mise en évidence d'une nouvelle structure d'écoulement

Afin de mettre en évidence la nouvelle recirculation, deux tests sont réalisés. Une injection de gouache blanche dans le canal amont, près de la paroi opposée à la branche latérale, près du fond du canal amont et une injection de gouache blanche dans le coin aval de la branche latérale, près du fond. Ces deux points d'injection sont choisis car en ces deux points, les deux recirculations ont des comportements différents. Pour une recirculation classique, la majorité voire la totalité de la gouache injectée dans le canal amont reste dans la branche principale, tandis que la nouvelle recirculation conduit une bonne partie de cette gouache dans le canal latéral. Pour l'injection dans le coin aval de la branche latérale, la recirculation classique devrait conduire la gouache rapidement vers l'aval du canal, tandis que la nouvelle recirculation conduira la gouache vers la paroi opposée au coin d'injection, directement dans la recirculation elle-même (voir les lignes de courant dans la Figure 92). La stratégie de modélisation reprend les choix validés par l'étude de la bifurcation réalisée en **Partie 3 (B. Intérêt de la modélisation en régime transitoire : le cas de la bifurcation)**.

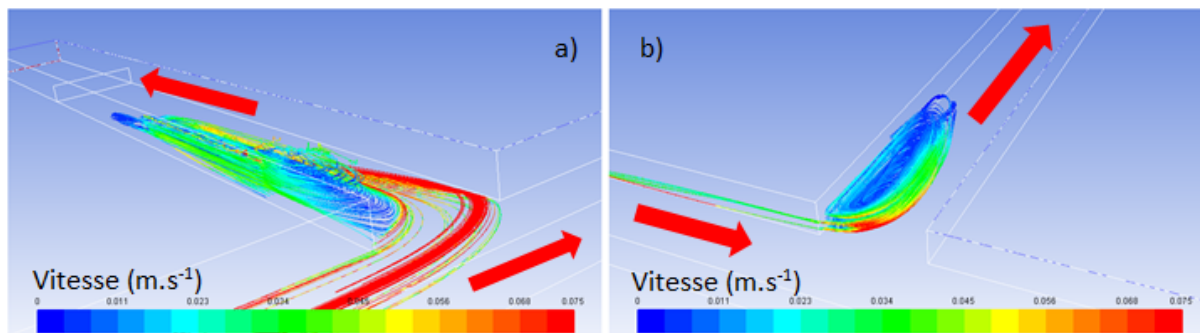


Figure 92. Ligne de courant dans la nouvelle recirculation (a) et dans une recirculation classique (b). Les couleurs indiquent la vitesse, les flèches rouges le sens de l'écoulement dans les différents canaux de la bifurcation.

Pour identifier expérimentalement la nouvelle recirculation, deux écoulements sont suivis sur le dispositif expérimental du banc d'essai (voir Tableau 25), chacun de ces deux écoulements menant à un type de recirculation différent lorsqu'ils sont simulés numériquement avec la méthode RANS.

Tableau 25. Description des deux écoulements utilisés pour identifier expérimentalement la nouvelle recirculation. L'écoulement F1 donne la nouvelle recirculation, l'écoulement F2 donne une recirculation classique.

Cas	Débit entrant $Q_{entrant}$ (L.s ⁻¹)	Hauteur de crête h_{seuil} (m)	Répartition aval des débits ($Q_L/Q_{entrant}$)	Nombre de Froude dans le canal amont (-)	Rapport d'aspect dans le canal amont b/h_{amont} (-)
F1	8	0.09	0.47	0.218	2.50
F2	4	0.025	0.50	0.448	6.69

Une fois la nouvelle recirculation identifiée expérimentalement, une campagne de simulation comprenant 16 cas (voir Tableau 26) tentera d'établir les conditions d'écoulement qui déclenchent l'une ou l'autre des recirculations. Dans ces 16 cas, deux paramètres varient : le débit entrant $Q_{entrant}$ et la hauteur de crête des seuils à l'aval h_{seuil} (qui régissent l'écoulement puisque le régime d'écoulement est fluvial quel que soit le cas, donc avec influence aval et qui sont maintenues égales

PARTIE 4 : APPLICATIONS DE LA METHODOLOGIE : INSTRUMENTATION, CONCEPTION D'UN DISPOSITIF DE MESURES ET DESCRIPTION D'UNE NOUVELLES STRUCTURES D'ECOULEMENT

pour avoir une répartition des débits à l'aval aux alentours de 50%-50%). Ces deux paramètres influencent les deux nombres adimensionnels jugés déterminants : le nombre de Froude dans le canal amont Fr_{amont} et le rapport d'aspect du canal amont b/h_{amont} (b étant la largeur du canal amont, h_{amont} , la hauteur d'eau dans le canal amont).

Tableau 26. Description des 16 cas de la campagne de simulation.

	Hauteur de seuil dans les branches aval h_{seuil} (m)	Débit entrant $Q_{entrant}$ (L.s ⁻¹)	Répartition des débits ($Q_l/Q_{entrant}$)	Nombre de Reynolds dans le canal amont Re_{amont} (-)	Nombre de Froude dans le canal amont Fr_{amont} (-)	Rapport d'aspect à l'amont b/h_{amont} (-)
Cas 1	0.03	1	0.485	11066	0.204	10.00
Cas 2	0.03	4	0.45	40240	0.400	6.20
Cas 3	0.03	8	0.454	75340	0.540	4.76
Cas 4	0.03	12	0.345	88130	0.558	4.29
Cas 5	0.05	1	0.505	9700	0.095	6.12
Cas 6	0.05	4	0.481	39810	0.260	4.41
Cas 7	0.05	8	0.457	79070	0.333	3.84
Cas 8	0.05	12	0.433	103903	0.486	3.30
Cas 9	0.07	1	0.511	8504	0.052	4.16
Cas 10	0.07	4	0.472	35950	0.172	3.37
Cas 11	0.07	8	0.459	67260	0.289	3.06
Cas 12	0.07	12	0.555	80810	0.352	2.75
Cas 13	0.09	1	0.521	7400	0.035	3.33
Cas 14	0.09	4	0.488	34310	0.130	2.73
Cas 15	0.09	8	0.468	63070	0.218	2.50
Cas 16	0.09	12	0.474	96800	0.266	2.00

III. Résultats et discussions

Les résultats concernant l'injection dans le canal amont près du fond du canal et près de la paroi opposée à la branche latérale de la bifurcation sont montrés à la Figure 93. On peut voir les deux comportements différents (une importante partie de la gouache allant dans le canal latéral pour la nouvelle recirculation tandis qu'une très faible partie de la gouache va dans cette même direction pour la recirculation normale).



Figure 93. Expérience de l'injection de gouache dans le canal amont pour l'écoulement F1 à gauche et F2 à droite (voir Tableau 22). Les flèches orange indiquent le sens de l'écoulement, les points rouges dans le canal amont l'endroit où la gouache a été injectée près du fond. Les lignes blanches indiquent une séparation qualitative de l'écoulement près du fond.

Le premier test d'injection étant concluant, on procède à la seconde injection pour les deux écoulements F1 et F2 (dans le coin aval de la branche latérale, près du fond). Les résultats expérimentaux sont confrontés de manière qualitative aux résultats des simulations pour ces deux écoulements. Cette comparaison est montrée à la Figure 94.

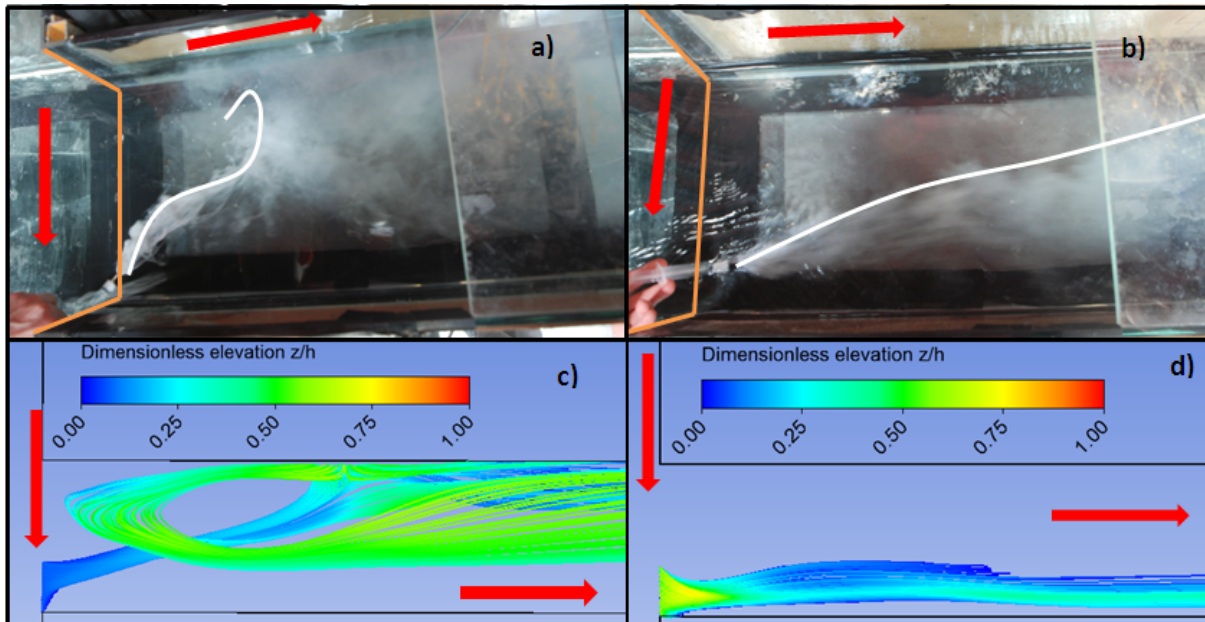


Figure 94. Mise en évidence de deux types de recirculations différents. a) et b) sont les résultats expérimentaux, c) et d) les résultats numériques. a) et c) concernent la nouvelle recirculation, b) et d) une recirculation classique. Les flèches rouges indiquent les sens de l'écoulement dans les canaux. Les lignes blanches dessinent le chemin approximatif de la gouache dans le canal latéral. Les lignes orange délimitent la section d'entrée du canal latéral.

À nouveau on identifie clairement deux comportements très différents. Pour l'écoulement F1 (voir a) et c) de la Figure 94), la gouache injectée près du fond du coin aval du canal latéral est amené vers la paroi opposée, puis remonte vers la surface libre, remonte à contre-courant le long de la paroi pour repartir vers l'aval lorsqu'elle atteint la canalisation principale, formant ainsi une sorte d'hélice ascendante. Pour l'écoulement F2 (voir b) et d) de la Figure 94), la gouache continue vers l'aval, sans se détacher de la paroi du coin aval de la branche latérale et ne pénètre pas dans la zone de recirculation.

La recirculation en hélice ayant été confirmée expérimentalement, on s'intéresse à présent aux 16 cas de la campagne numérique. Pour chacun des cas, on regarde quel type de recirculation est observée dans la branche latérale. On différencie les deux types de recirculation en étudiant les lignes de courant qui arrivent dans la zone de recirculation de la branche latérale, une recirculation classique étant fermée (non alimentée par l'extérieur, n'alimentant pas l'extérieur), une recirculation en hélice étant alimentée par le fond du canal amont et émettant des lignes de courant qui arrivent jusqu'à la condition de sortie du maillage, au bout du canal de la bifurcation.

Pour établir notre typologie, il convient d'abord d'analyser le phénomène afin de comprendre les deux recirculations différentes. On fait l'hypothèse que les deux structures différentes résultent d'un changement dans l'équilibre des forces centrifuges et des forces de pression (voir Figure 95). On peut exprimer les forces centrifuges et les forces de pression comme suit :

$$F_C = \rho \frac{U_{amont}^2}{R} \quad \text{Équation 86}$$

$$F_P = \rho g \quad \text{Équation 87}$$

Avec : $-F_C$, les forces centrifuges par unité de volume (en $N.m^{-3}$)

PARTIE 4 : APPLICATIONS DE LA METHODOLOGIE : INSTRUMENTATION, CONCEPTION D'UN DISPOSITIF DE MESURES ET DESCRIPTION D'UNE NOUVELLES STRUCTURES D'ÉCOULEMENT

- F_p , les forces de pression par unité de volume (en $N.m^{-3}$)
- U_{amont} , la vitesse moyenne de l'écoulement dans la branche amont (en $m.s^{-1}$)
- R , le rayon de courbure de la séparation (en m)
- g , l'accélération de la gravité ($= 9,81 m.s^{-2}$)
- ρ , la masse volumique de l'eau ($=1000 kg.m^{-3}$)

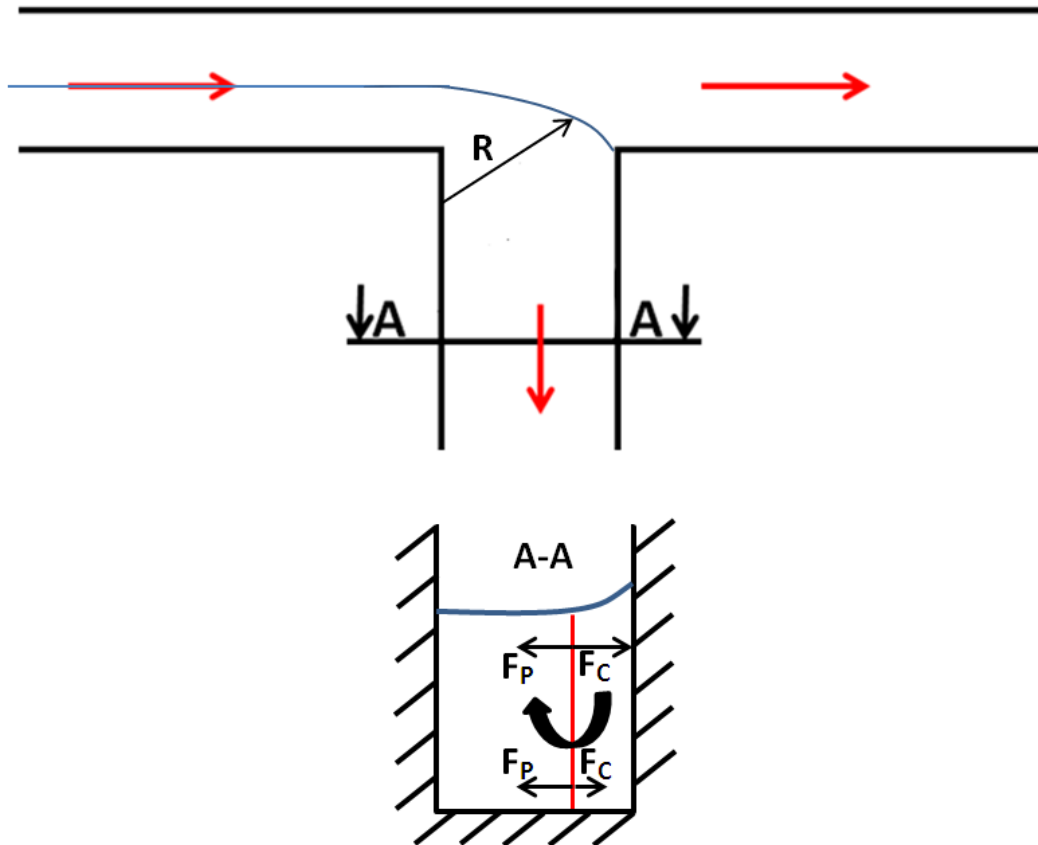


Figure 95. Equilibre des forces dans la branche latérale de la bifurcation. Les flèches rouges indiquent le sens de l'écoulement. F_C représente les forces centrifuge par unité de volume, F_P les forces de pression par unité de volume. La ligne bleue indique la forme de la surface libre dans la branche latérale et R le rayon de courbure de la séparation.

Si on compare les forces centrifuges avec les forces de pression, on obtient :

$$\frac{F_C}{F_P} = \frac{\rho \frac{U_{amont}^2}{R}}{\rho g} = \frac{U_{amont}^2}{gR}$$

Équation 88

La largeur des canaux B représente une bonne approximation de l'ordre de grandeur de R . On obtient donc :

$$\frac{F_C}{F_P} = \frac{U_{amont}^2}{gB} = \frac{U_{amont}^2}{\frac{B}{h_{amont}} \cdot gh_{amont}} = \frac{Fr_{amont}^2}{\frac{B}{h_{amont}}}$$

Équation 89

Avec :
 - h_{amont} , la hauteur d'eau dans la canalisation amont (en m)
 - Fr_{amont} , le nombre de Froude dans la canalisation amont

De l'Équation 89, on déduit que pour comparer les forces de vitesses et de pression dans la branche latérale, il suffit de comparer le nombre de Froude dans le canal amont élevé au carré au rapport d'aspect dans ce même canal amont. Pour établir notre typologie, on trace donc nos différents cas dans un repère prenant le rapport d'aspect amont en abscisse et le nombre de Froude amont au carré en ordonné. Les résultats sont montrés en Figure 96.

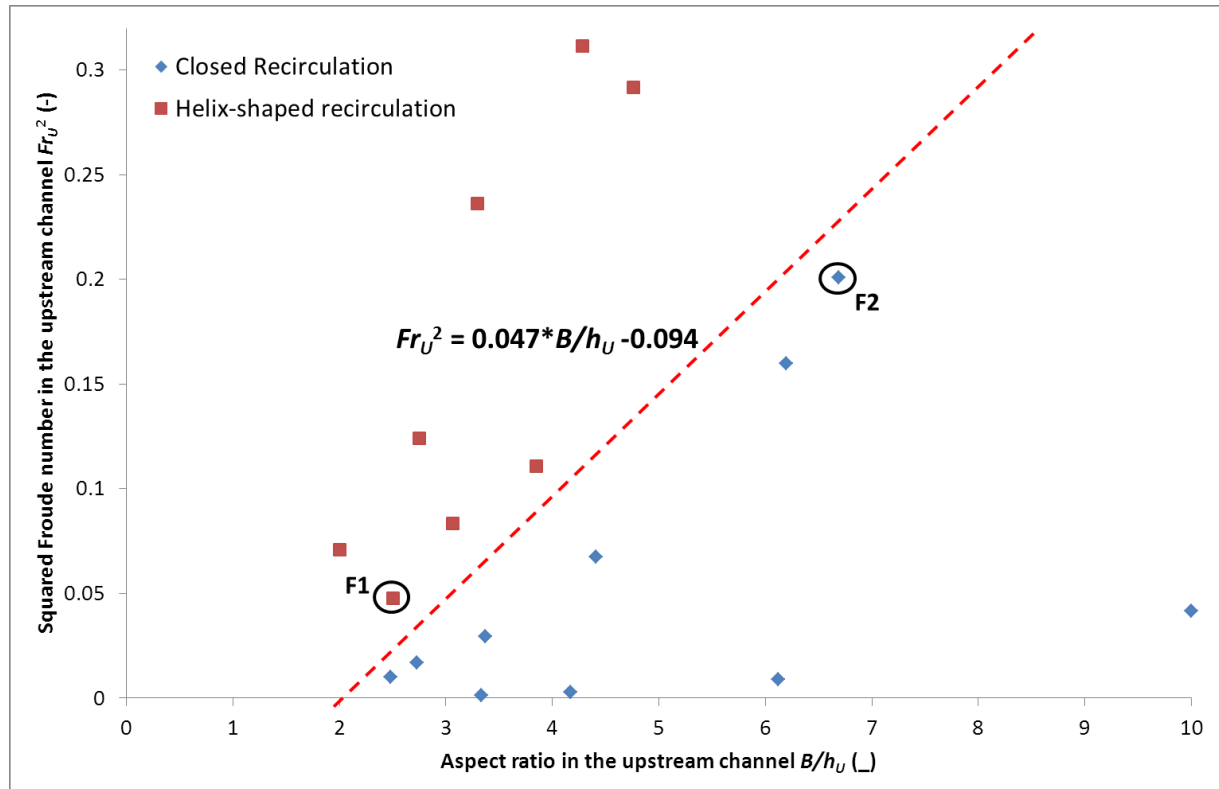


Figure 96. Répartition des types de recirculations en fonction des conditions hydrauliques dans le canal amont. Il est à noter que l'équation de séparation proposée ici est plus une hypothèse qu'une affirmation, les simulations ne permettant pas d'être plus précis.

On observe une séparation nette des deux types d'écoulements, séparation qui dépend du nombre de Froude et du rapport d'aspect dans le canal amont.

On remarque également que les deux écoulements que nous avons testés (F1 et F2, voir Tableau 25) sont assez proches de la frontière de séparation. Malheureusement, les limitations techniques du dispositif expérimental du LMFA ne permettent pas d'explorer des écoulements qui seraient plus éloignés de cette frontière.

IV. Conclusions

Grâce à une modélisation 3D d'une bifurcation à 90° en utilisant la méthode RANS, nous avons pu découvrir un nouveau type de recirculation dans la branche latérale de la bifurcation. Le but de cette étude était de déterminer la validité de la modélisation en confrontant les résultats de modélisation à l'expérience. Pour cela, la modélisation a permis de définir les caractéristiques de chacune des recirculations impliquées et notamment les points où les deux écoulements ont un comportement significativement différent. Deux points ont été ainsi identifiés et sélectionnés pour confirmer ou infirmer l'existence effective de la nouvelle recirculation : un point près du fond du canal, à l'amont de la bifurcation, près de la paroi opposée à la bifurcation et un point situé près du fond du canal

PARTIE 4 : APPLICATIONS DE LA METHODOLOGIE : INSTRUMENTATION, CONCEPTION D'UN DISPOSITIF DE MESURES ET DESCRIPTION D'UNE NOUVELLES STRUCTURES D'ECOULEMENT

latéral, contre le coin aval de la branche latérale. Des injections de gouache dans un canal expérimental en ces deux points ont permis de mettre en avant deux comportements très différents. Une campagne de simulation comprenant 16 cas différents a ensuite été menée afin de définir les caractéristiques d'écoulement qui déclenchent l'une ou l'autre des recirculations. Les paramètres à faire varier pour cette campagne sont le nombre de Froude dans la canalisation amont et le rapport d'aspect dans la canalisation amont (tous deux fonctions du débit entrant et des hauteurs de seuil, maintenues égales dans les canalisations aval). Cette campagne de simulation a permis de montrer qu'il existe une frontière nette entre les deux types d'écoulements (recirculation classique ou recirculation en hélice) et que le nombre de Froude et le rapport d'aspect dans la canalisation sont effectivement déterminants dans l'apparition de l'une ou l'autre des recirculations.

Conclusions

Cette thèse portait sur la modélisation 3D des écoulements en réseau d'assainissement et plus particulièrement sur l'évaluation des modèles de la méthode RANS, en se focalisant sur les ouvrages spéciaux.

À travers l'étude de jonctions, bifurcations et déversoirs d'orage, plusieurs stratégies de modélisation ont été testées. Ces stratégies ont été évaluées et validées à l'aide de critères de type RMS (*Root Mean Square*) et MAE (*Mean Average Error*) développés dans ce but. Les modèles sont considérés performants pour un indice MAE inférieur à deux fois l'incertitude de mesure des capteurs, un indice $RMS_{x_{exp,i}}$ inférieur à 1 et un indice $RMS_{\bar{x}_{exp}}$ inférieur à 0.15. De plus, pour évaluer la qualité d'un maillage, le critère *GCI*, proposé par Roache (1999) a été utilisé. Un maillage est jugé satisfaisant pour une valeur du *GCI* de l'ordre de 5 % de la valeur de la variable cible.

Les données de validation qui ont permis l'évaluation des stratégies sont : i) des champs de vitesses sur plusieurs élévations obtenus par PIV en jonction et en bifurcation ainsi que des mesures de hauteurs d'eau et de débits en utilisant le dispositif expérimental du LMFA (Laboratoire de Mécanique des Fluides et d'Acoustique) qui consiste en un croisement à 90° de canaux rectangulaires en plexiglas de 30 cm de large, ii) des données issues des sites OTHU (Observatoire de Terrain en Hydrologie Urbaine) qui comprend des mesures de hauteurs d'eau, de vitesses, de débits et de concentration en continu depuis 2003, iii) les hauteurs d'eau et les vitesses mesurées sur le pilote du DSM, iv) des données issues de la littérature, notamment de Best et Reid (1984), Gurram *et al.* (1997) Weber *et al.* (2001) et Borghei *et al.* (2003) pour le cas des jonctions.

Les modèles de l'approche RANS ont fait l'objet d'une analyse de sensibilité. En partant de l'équation de la courbe de remous en 1D, il a été possible de généraliser les résultats de l'analyse de sensibilité en RANS 2D puis en RANS 3D. Il ressort de cette analyse que les grandeurs géométriques (pente, diamètre, et longueur) n'ont pas besoin d'être connues à moins de 5% de précision du fait de leur très faible influence sur les sorties des modèles. En revanche, la rugosité des sites étudiés ainsi que les débits transitant par ces sites sont les deux paramètres les plus influents sur les résultats des modèles de la méthode RANS en 2D et en 3D. Il est à noter que l'estimation de la rugosité peut poser quelques difficultés, particulièrement en réseau d'assainissement.

Les performances des modèles de la méthode RANS en 3D ont ensuite fait l'objet d'une attention particulière, en prenant l'exemple d'écoulements en jonction, incluant trois répartitions de débits différentes (ratio débit principal-débit latéral : 75%-25%, 50%-50% et 25%-75%). Les modèles évalués sont les modèles de turbulence, les lois de parois (et leurs associations), les schémas de discrétisation, les algorithmes de couplage pression/vitesse. Il ressort que pour le cas d'un écoulement en jonction, pour un débit principal prépondérant (75%-25%), le couple *k-ε standard/scalable wall function* donne les meilleurs résultats en ce qui concerne la représentation du champ de vitesse horizontal en deux élévations (une proche du fond, l'autre proche de la surface libre). Sur le même critère d'évaluation, mais en prenant une autre répartition de débit (50%-50% ou 25%-75%, *i.e.* le débit latéral prend de l'ampleur), le modèle RSM associé à une loi de paroi *scalable* ou *enhanced* donne les meilleurs résultats. Concernant un autre critère d'évaluation, la représentation de la taille de la zone de recirculation après la jonction, aucun modèle ne donne de

CONCLUSION

résultats satisfaisant ce qui laisse penser que le maillage, estimé suffisant pour représenter le champ de vitesse, devrait être raffiné pour pouvoir donner de meilleurs résultats quant à la représentation de la zone de recirculation. Enfin, concernant la représentation de l'interface de mélange dans la jonction (obtenue expérimentalement en suivant la ligne de courant qui part du coin amont de la jonction), tous les modèles arrivent à la représenter près de la surface, mais pas près du fond. Concernant l'influence des schémas de discrétisation, seul celui concernant la pression a une réelle influence sur les résultats (il doit être au moins d'ordre 2 pour avoir une bonne représentation des différents phénomènes) et les algorithmes de couplage pression/vitesse n'ont pas d'influence sur les résultats, le cas simulé ne nécessitant certainement pas une robustesse accrue de la convergence.

Suite à cette étude sur les jonctions, une méthodologie en 6 points est définie, afin d'avoir un guide de bonnes pratiques pour l'utilisation de la méthode RANS pour les écoulements en réseau d'assainissement. Cette méthodologie est itérative et s'inspire du guide proposé par Jakeman *et al.* (2006). Ces 6 étapes sont les suivantes :

-1^{ère} **étape** : définition de l'objectif de l'étude et des grandeurs cibles que l'on cherche à reproduire

-2^{ème} **étape** : définition de la géométrie du site

-3^{ème} **étape** : définition des limites du domaine de calcul, des conditions limites, initiales, en accord avec les conditions hydrauliques du site

-4^{ème} **étape** : définition des indicateurs d'évaluation du modèle, en accord avec les données de validation disponibles et des grandeurs cibles

-5^{ème} **étape** : définition de la stratégie de modélisation, en accord avec les étapes 2 et 3

-6^{ème} **étape** : critique et validation des résultats du modèle à l'aide des indicateurs de l'étape

4

La méthodologie a été ensuite appliquée à un cas de déversoir d'orage *in situ* (déversoir d'orage d'Ecully, site de l'OTHU). Le but était de fiabiliser les mesures de débit déversé, les mesures dans la canalisation de décharges étant perturbées par de nombreux facteurs (influence du milieu naturel, conditions d'écoulement impropres à la mesure, etc.). Les grandeurs cibles sont donc le débit déversé et le champ de vitesse et de hauteur d'eau (afin d'optimiser la position du capteur). Le site a fait l'objet d'une étude topographique afin de pouvoir le représenter au mieux. Les données de terrains révèlent que seul le point de mesure amont est fiable, que le site a un fonctionnement proche du régime permanent ou d'une succession de régime permanent. Le modèle sera donc validé vis-à-vis du point de mesure amont (hauteur et vitesse en continu au pas de temps 2 minutes depuis 2003). Pour la stratégie de modélisation, le choix se porte sur le modèle $k-\varepsilon$ RNG (qui semble adapté au type d'écoulement auquel nous sommes confrontés d'après plusieurs études dont Dufresne *et al.*, 2009b), associé à la loi de paroi *scalable*. La surface libre est représentée explicitement à l'aide de la méthode *VoF*, du fait de sa haute variabilité spatiale et compte tenu que le but de l'étude est l'instrumentation. Les schémas de discrétisation sont *Second-Order Upwind* pour toutes les variables et l'algorithme de couplage pression/vitesse utilisé est *SIMPLE*. Les résultats montrent que le modèle reproduit correctement les lignes d'eau et les vitesses mesurées par le point de mesure amont, pour une large gamme de débit amont (dont certains responsables d'un déversement vers le milieu naturel) allant jusqu'à $2.8 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Il en ressort que l'instrumentation de la canalisation aval est impossible du fait de phénomène d'entraînement d'air trop important, et une loi numérique est définie pour pallier au problème. Elle est depuis utilisée par le Grand Lyon afin d'avoir une estimation du débit déversé (incertitude sur le débit estimé de l'ordre de 20%).

CONCLUSION

La méthodologie a de nouveau été appliquée au cas des jonctions, dans le but cette fois d'améliorer l'instrumentation de celles-ci, notamment l'implantation des capteurs. La grandeur cible est à nouveau la représentation du champ de vitesse, puisqu'il s'agit d'évaluer le profil capturé par des capteurs Doppler ou des capteurs à corde de vitesse placés après la jonction, afin d'estimer l'erreur commise par ces capteurs en fonction de la distance à la jonction, pour établir une correction automatique ou améliorer l'emplacement des capteurs lorsque qu'il n'y a pas la longueur nécessaire après la jonction pour ne plus subir son influence. Le modèle ayant déjà été validé pour ce cas, l'étude montre que les capteurs Doppler doivent être placés à au moins 8 fois la largeur du canal principal après la jonction, afin de voir l'erreur commise sur la mesure de la vitesse moyenne devenir inférieure à 15%. L'étude montre également que la section qui se situe à 2 fois la largeur du canal principal est la plus critique en termes d'erreur commise, quel que soit le rapport de débits. Enfin, l'étude montre qu'il vaut mieux utiliser un capteur à corde de vitesse qu'un capteur Doppler, les capteurs à corde de vitesse commettant une erreur de l'ordre de 1% sur la vitesse moyenne là où les Doppler sont à 15%.

La méthodologie a permis de concevoir un nouveau dispositif de mesure des rejets urbains : le DSM (Dispositif de Surveillance et de Maîtrise des rejets urbains). Le DSM est un ouvrage intégré dont le but est de fiabiliser la mesure du débit déversé par les déversoirs d'orage dont l'instrumentation se révèle difficile voire impossible (cf le déversoir d'Ecully). Le principe est de créer des conditions d'écoulement propices à la mesure et permet d'obtenir le débit déversé grâce à une unique hauteur d'eau. La géométrie du DSM a d'abord été définie numériquement, puis un pilote financé par le Grand Lyon a été réalisé, dans le but d'étudier expérimentalement. La loi reliant la hauteur d'eau dans la zone de mesure du DSM et le débit transitant par le DSM a pu être établie. Les incertitudes sur les volumes déversés sont de l'ordre de 2% (moins de 20% sur le débit instantané dès que le débit dépasse la valeur de 3 L.s^{-1} pour une canalisation de décharge de 0.2m). Ce dispositif fait l'objet d'un brevet international et les travaux de la thèse portant sur ce dispositif ont été récompensés par le prix Jeunes Chercheurs René Houpert, à l'occasion des RUGC 2014 (Rencontres Universitaires de Génie Civil), organisé par l'AUGC (Association Universitaire de Génie Civil). La construction d'un DSM *in situ* est prévue sur le territoire du Grand Lyon d'ici à la fin 2014. Sa mise en service devrait se faire début 2015.

Enfin, la méthodologie a été appliquée pour mettre en évidence une nouvelle structure de recirculation dans la branche latérale d'une bifurcation. Cette nouvelle structure a été découverte lors d'une étude numérique d'un écoulement en jonction. Elle a été mise en évidence de manière expérimentale à l'aide du dispositif de croisement de canaux du LMFA. Une typologie des recirculations dans la branche latérale des bifurcations a ensuite été établie numériquement. Le passage d'un type de recirculation à l'autre a été expliqué par la compétition entre les forces de pression et les forces centrifuges, ce qui revient à comparer le nombre de Froude de la canalisation amont élevé au carré au rapport d'aspect la canalisation amont. 16 cas d'études numériques pour lesquels on obtient des couples (Nombre de Froude amont ; rapport d'aspect amont) différents ont été simulés numériquement, dessinant une frontière claire entre les deux types de recirculation.

Perspectives

Afin de poursuivre les travaux de cette thèse, il serait intéressant de développer une méthodologie pour la modélisation du transport solide à l'aide de l'approche RANS couplée à une description lagrangienne du mouvement des polluants particulaire par exemple.

En ce qui concerne le DSM, l'étape suivante est la modélisation 3D du champ de vitesse en utilisant la méthode RANS. Dans un premier temps, une nouvelle campagne de mesures est prévue pour le DSM, dont le but est la mesure des profils de vitesse dans la zone post-ressaut de l'ouvrage. Cette campagne de mesures va servir à valider les résultats de modélisation et à améliorer les connaissances sur le comportement hydrodynamique du DSM, surtout vis-à-vis des polluants. La loi reliant hauteur d'eau et débit déversé sera également testée numériquement dans le but d'avoir une modélisation robuste du comportement général du DSM afin de pouvoir simuler des DSM de taille plus importante. La modélisation d'un DSM de taille supérieure permet deux choses : i) s'assurer qu'il n'y a pas d'effet d'échelle et que le changement de taille n'a pas d'impact par rapport aux résultats obtenus sur pilote d'essai, ou, s'il y en a, les identifier clairement et les prendre en compte dans la conception des DSM de plus grande taille, ii) se servir de la modélisation 3D pour aider à la conception des DSM sur site réel, en les modélisant directement intégrés à leur site de mesure effectif.

En ce qui concerne la nouvelle recirculation observée en bifurcation, les perspectives sont nombreuses : i) étudier l'influence de la rugosité et du nombre de Reynolds sur la frontière définie ; ii) étudier l'influence du rapport de débit, ou du rapport de largeur des canaux ; iii) étudier l'influence du changement d'échelle (pour des canaux beaucoup plus grand ou beaucoup plus petit) ; iv) affiner l'équation de la frontière définie avec une campagne de simulation plus fine autour de cette dernière ; v) identifier la structure d'écoulement qui sert de transition entre la recirculation classique, fermée, 2D et la nouvelle recirculation, en hélice, 3D ;vi) évaluer l'impact du transport solide dans la bifurcation et une éventuelle application (est-il intéressant pour un gestionnaire de réseau de privilégier l'une ou l'autre des recirculations ?) ;vii) étudier l'impact de la forme de la canalisation : observera-t-on les mêmes phénomènes en canal circulaire ou ovoïde par exemple ?

Notations

I. Lettres latines

Symbole	Signification	Dimension
A	Surface mouillée	$[L^2]$
a_p	Coefficient de linéarisation pour Φ	$[-]$
a_{nb}	Coefficient de linéarisation pour Φ_{nb}	$[-]$
A vecteur	Vecteur surface	$[-]$
B	Largeur au miroir	$[L]$
b	Largeur des canaux du dispositif expérimental	$[L]$
Cd	Coefficient de la loi de Torricelli	$[-]$
D	Diamètre de canalisation	$[L]$
D_h	Diamètre hydraulique	$[L]$
D_{hc}	Diamètre hydraulique à hauteur critique	$[L]$
d_k	Distance du point k au capteur Doppler	$[L]$
e_c	Energie cinétique	$[M].[L^2].[T^{-2}]$
f	Fonction de forme analytique inconnue	$-$
F	Fraction volumique	$[-]$
Fr	Nombre de Froude	$[-]$
Fr_{amont}	Nombre de Froude dans le canal amont de la bifurcation	$[-]$
g	Accélération de la gravitation terrestre ($= 9.81 \text{ m.s}^{-2}$)	$[L].[T^{-2}]$
G_k	Taux de production d'énergie cinétique	$[M].[L^{-1}].[T^{-2}]$
h	Hauteur d'eau dans le canal	$[L]$
h_{amont}	Hauteur d'eau dans le canal amont de la bifurcation	$[L]$
h_c	Hauteur critique	$[L]$
h_{CPR}	Hauteur d'eau dans la chambre du poste de relèvement	$[L]$
h_d	Hauteur du seuil pour la condition avale dans la jonction	$[L]$
h_{DSM}	Hauteur d'eau dans la zone de mesure du DSM	$[L]$
h_n	Hauteur normale	$[L]$
h_{seuil}	Hauteur des seuils dans la bifurcation	$[L]$
i	Perte de charge unitaire	$[-]$
l	Pente du canal	$[-]$
l_c	Pente critique	$[-]$
J_f^*	Flux résultant à la face f	$[M].[L^{-2}].[T^{-1}]$
J_f'	Correction du flux résultant à la face f	$[M].[L^{-2}].[T^{-1}]$
J_f	Flux résultant corrigé, à la face f	$[M].[L^{-2}].[T^{-1}]$
$J_{i,\omega}$	Flux de diffusion de l'espèce i	$[M].[L^{-2}].[T^{-1}]$
k	Energie cinétique turbulente	$[L^2].[T^{-2}]$
k_p	Energie cinétique turbulente au point P	$[L^2].[T^{-2}]$

NOTATIONS

k_s	Coefficient de rugosité	[L]
K_S	Coefficient de Manning-Strickler	$[L^{1/3}].[T^{-1}]$
L	Longueur des canaux du dispositif expérimental	[L]
L_{CPR}	Largeur de la chambre du poste de relèvement	[L]
L_D	Portée de tir d'un capteur Doppler	[L]
l_ε	Longueur caractéristique pour le calcul de ε pour le modèle bicouche	[L]
l_μ	Longueur caractéristique pour le calcul de $\mu_{t,2layer}$	[L]
n	Nombre de points de mesures disponibles	[-]
N_{faces}	Nombre de faces qui closent la cellule	[-]
P, p	Pression	$[M].[L^{-1}].[T^{-2}]$
p_{barre}	Pression moyenne	$[M].[L^{-1}].[T^{-2}]$
p'	Fluctuations de la pression	$[M].[L^{-1}].[T^{-2}]$
p^*	Champ de pression supposé	$[M].[L^{-1}].[T^{-2}]$
P_m	Périmètre mouillé	[L]
Pe	Nombre de Peclet	[-]
Q	Débit	$[L^3].[T^{-1}]$
Q_{DSM}	Débit transitant dans le DSM	$[L^3].[T^{-1}]$
$Q_{entrant}$	Débit entrant dans la bifurcation	$[L^3].[T^{-1}]$
Q_L	Débit allant dans la branche latérale de la bifurcation	$[L^3].[T^{-1}]$
Q_{xi}	Débit entrant dans la branche principale de la jonction	$[L^3].[T^{-1}]$
Q_{yi}	Débit entrant dans la branche secondaire de la jonction	$[L^3].[T^{-1}]$
Re	Nombre de Reynolds	[-]
Re_{amont}	Nombre de Reynolds dans le canal amont de la bifurcation	[-]
Re_y	Nombre de Reynolds turbulent	[-]
R_h	Rayon hydraulique	[L]
$r_{vecteur}$	Vecteur position du point du domaine	-
$r_w_{vecteur}$	Vecteur position de la paroi	-
S	Surface mouillée	$[L^2]$
S_c	Nombre de Schmidt moléculaire	[-]
S_{ct}	Nombre de Schmidt turbulent	[-]
S_i	Indice de Sobol	[-]
$S_{ij\ barre}$	Tenseur de déformation des vitesses	$[T^{-1}]$
S_ϕ	Source de Φ par unité de volume	*
t	Temps	[T]
U, u	Vitesse de l'écoulement	$[L].[T^{-1}]$
U^*	Vitesse adimensionnelle	[-]
u_{barre}	Vitesse moyenne de l'écoulement	$[L].[T^{-1}]$
u'	Fluctuation de la vitesse	$[L].[T^{-1}]$
u_i	Vitesse selon la composante i	$[L].[T^{-1}]$

NOTATIONS

U_p	Vitesse moyenne du fluid eau au point P	$[L].[T^{-1}]$
U_{DN}	Vitesse lue par le Doppler, obtenue numériquement	$[L].[T^{-1}]$
U_{MD}	Vitesse moyenne lue par le capteur Doppler	$[L].[T^{-1}]$
U_{RHO}	Vitesse moyenne selon la méthode de traçage	$[L].[T^{-1}]$
$u_i \text{ barre}$	Vitesse moyenne selon la composante i	$[L].[T^{-1}]$
u_i'	Fluctuation de la vitesse selon la composante i	$[L].[T^{-1}]$
$u(x)$	Incertitude sur la variable x	Variable
V	Volume	$[L^3]$
V_k	Vitesse associée au point k	$[L].[T^{-1}]$
$v \text{ vecteur}$	Vecteur vitesse	$[-]$
X	Vecteur d'entrée de la fonction f	Variable
X_i	i-ème composante du vecteur X	Variable
$X_{exp,i}$	i-ème valeur de la variable x mesurée sur le domaine	Variable
$X_{sim,i}$	i-ème valeur de la variable x simulée sur le domaine	Variable
Y	Vecteur sortie de la fonction f	Variable
Y_i	i-ème composante du vecteur Y	Variable
γ^*	Fraction massique locale de l'espèce considérée	$[-]$
$y^* \text{ ou } y_+$	Distance au mur adimensionnelle	$[-]$
y_n	Hauteur de la première cellule près de la paroi	$[L]$
y_p	Distance du point P au mur	$[L]$
z	Cote par rapport à l'altitude de référence	$[L]$

II. Lettres grecques

Symbole	Signification	Dimension
α	Fraction volumique	$[-]$
γ	Poids volumiques de l'eau	$[M].[L^{-2}].[T^{-2}]$
Γ_w	Union des parois impliquées	-
Γ_Φ	Coefficient de diffusion de la quantité scalaire Φ	*
$\bar{\theta}$	Taux de dissipation de la turbulence	$[L^2].[T^{-3}]$
	Angle de tir du capteur Doppler	$[-]$
θ_w	Angle d'ouverture du capteur Doppler	$[-]$
κ	Constante de Von Kármán (= 0.4187)	$[-]$
λ_ϵ	Fonction de mélange	$[-]$
μ	Viscosité dynamique de l'eau (= 1.10^{-3} Pa.s)	$[M].[L^{-1}].[T^{-1}]$
μ_{eff}	Viscosité efficace	$[M].[L^{-1}].[T^{-1}]$
μ_t	Viscosité turbulente	$[M].[L^{-1}].[T^{-1}]$
$\mu_{t,2layer}$	Viscosité turbulente pour le modèle bicouche	$[M].[L^{-1}].[T^{-1}]$
ν	Viscosité cinématique de l'eau (= 1.10^{-6} m ² .s ⁻¹)	$[L^2].[T^{-1}]$
ν_{eff}	Viscosité efficace	$[L^2].[T^{-1}]$

NOTATIONS

ρ	Masse volumique de l'eau (= 1000 kg.m ⁻³)	[M].[L ⁻³]
σ	Ecart-type	[-]
σ_{ij}	Tenseur de Reynolds	-
τ_w	Contrainte de cisaillement près de la paroi	[M].[L ⁻¹].[T ⁻²]
Φ	Quantité scalaire	*
Φ_0	Valeur de Φ pour la position $x = 0$	*
Φ_f	Valeur de Φ passant à travers la face f	*
$\Phi_f \text{ tildé}$	Valeur normalisé de Φ à la face f	*
$\Phi_{f,SOU}$	Valeur de Φ calculée au second ordre (upwind)	*
$\Phi_{f,DC}$	Valeur de Φ calculée au second ordre (centré)	*
Φ_L	Valeur de Φ pour la position $x = L$	*
Φ_{nb}	Valeur de Φ au centre des cellules voisines	*

*Dépend de ϕ

Publications faites durant la thèse

Conférences nationales et internationales :

Momplot A., Bonakdari H., Mignot E., Lipeme Kouyi G., Rivière N. et Bertrand-Krajewski J.-L. 2012. *“Effects of computational meshes on hydrodynamics of an open channel junction flow using CFD technique”*. **9th International Conference on Urban Drainage Modeling, Belgrade**, 4-6 September 2012, 10 pages.

Momplot A., Lipeme Kouyi G., Bertrand-Krajewski J.-L., Mignot E. et Rivière N. 2012 *“Modélisation tridimensionnelle des écoulements multiphasiques en régime instationnaire au droit d’ouvrages spéciaux présents en réseau d’assainissement : performances des modèles et analyse de sensibilité”*. **5^{ème} Journées Doctorales en Hydrologie Urbaines, Strasbourg**, 16-17 Octobre 2012, 10 pages.

Momplot A., Lipeme Kouyi G., Mignot E., Rivière E. et Bertrand Krajewski J.-L. 2013. *“URANS Approach for Open Channel Bifurcation Flows Modelling”*. **7th International Conference on Sewer Processes and Networks, Sheffield**, 28-30 Août 2013, 8 pages.

Momplot A. 2014. *“Une meilleure gestion et auto-surveillance des déversoirs d’orage : la technologie DSM”*. **32^{ème} Rencontres Universitaires de Génie Civil, Orléans**, 4-6 juin 2014, 8 pages.
Ce papier a été lauréat du prix jeunes chercheurs René Houpert.

Momplot A., Lipeme Kouyi G., Mignot E., Rivière N. et Bertrand-Krajewski J.-L. 2014 *“Une nouvelle structure d’écoulement en bifurcation”*. **6^{ème} Journées Doctorales en Hydrologie Urbaines, Lyon**, 1-3 juillet 2014, 10 pages.

Revue nationale et internationale :

Momplot A., Lipeme Kouyi G., Bertrand-Krajewski J. L., Mignot E. et Riviere, N. 2013. *“Modélisation tridimensionnelle des écoulements multiphasiques en régime instationnaire au droit d’ouvrages spéciaux présents en réseau d’assainissement: performances des modèles et analyse de sensibilité”*. **La Houille Blanche, (4)**, 16-24.

Lepot M., Momplot A., Lipeme Kouyi G. et Bertrand-Krajewski J.-L. 2014. *“Rhodamine WT tracer experiments to check flow measurements in sewers”*. **Flow measurement and Instrumentation, 40**, 28-38

Momplot A., Lipeme Kouyi G., Mignot E., Rivière N. et Bertrand-Krajewski J.-L. 2014. *“Typology of the flow structure in dividing open channel flows”*. **Journal of Hyraulic Research**. Papier en cours de révision, accepté sous réserve de modifications.

Bibliographie

A

Ackers P. 1957. "A theoretical consideration of side weirs as storm water overflows". **Proceedings Of the Institution of Civil Engineers**. Vol. 6. 250 – 269. Vol. 7. 180-184

Anderson W. et Bonhus D. L. 1994. "An Implicit Upwind Algorithm for Computing Turbulent Flows on UnstructuredGrids". **Computers Fluids**. **23(1)**, 1–21

Ansys 2011. "ANSYS FLUENT Theory Guide". **Ansys Inc**, 826 pages

Armaly B. F., Durst F., Pereira J. C. F. et Schönung B. 1983. "Experimental and theoretical investigation of backward-facing step flow". **Journal of Fluid Mechanics**, **127**, 473-496

Aubin J., Fletcher D. F. et Xuereb, C. 2004. "Modeling turbulent flow in stirred tanks with CFD: the influence of the modeling approach, turbulence model and numerical scheme". **Experimental thermal and fluid science**, **28(5)**, 431-445.

Azzout, Y. 1994. "Techniques Alternatives en assainissement pluvial". **Editions Lavoisier**. ISBN 2-85206-998-9.

B

Bartosiewicz Y., Aidoun Z., Desevaux P. et Mercadier Y. 2003. "CFD experiments integration in the evaluation of six turbulence models for supersonic ejectors modelling". **Conference Proceedings: Integrating CFD and experiments, Glasgow, UK**

Bartosiewicz Y., Aidoun Z. et Mercadier Y. 2006. "Numerical Assessment for Ejector Operation for Refrigeration Applications Based on CFD". **Applied Thermal Engineering**. Volume **26 (4)**. 604-612

Bellahcen S., Vasquez J., Dufresne M. et Fisher M. 2014. "Etude numérique et expérimentale du champ de vitesse en canaux composé". 6^{ème} Journées Doctorales en Hydrologie Urbaine, Villeurbanne, 1^{er}-3 Juillet 2014, 7 pages

Bennett P., Stovin V. R. et Guymer, I. 2011. "Improved CFD simulation approaches for manhole mixing investigations". In **12th international conference on urban drainage (ICUD12)** (pp. 11-16)

Bennett P. 2012. "Identification of the hydraulic threshold in small diameter surcharged manholes". **PhD Thesis**, University of Sheffield, UK. 238 p

Benzi R., Succi S. et Vergassola M. 1992. "The lattice-Boltzmann equation: Theory and applications". **Phys. Rep.**. **222**. 145-197

Bertrand-Krajewski J. L., Laplace D., Joannis C. et Chebbo G. 2000. "Mesures en hydrologie urbaine et assainissement". **Paris (France) : Technique et Documentation, juin 2000 (Vol. 4, p. 794)**. ISBN 2-7430-0380.

BIBLIOGRAPHIE

Best J. L. et Reid I. 1984. "Separation zone at open-channel junctions". **Journal of Hydraulic Engineering**. **110(11)**. 1588-1594

Best J. L. 1987. "Flow dynamics at river channel confluences: Implications for sediment transport and bed morphology, Recent Developments in Fluvial Sedimentology". **Spec. Publ. SEPM Soc. Sediment. Geol.** **39**. 27-35

Blanckaert K., 2010. "Écoulement non permanent : l'essentiel". Disponible sur : https://documents.epfl.ch/users/b/bl/blancae/www/HydrauliqueFluviale/HydrFl_nonpermanent_r%C3%A9sum%C3%A9.pdf – 7 pages

Bonakdari H. 2006. "Modélisation des écoulements en collecteur d'assainissement – Application à la conception de point de mesures". **Thèse de doctorat de l'Université de Caen**, Basse-Normandie, soutenue en 2006. 263 p

Bonakdari H., Larrarte F. et Joannis, C. 2007. "Coude et champs de vitesses en réseaux d'assainissement". **Revue européenne de génie civil**, **11(4)**, 507-519.

Borghesi S. M., Beranghi A. et Daemi A. R. 2003. "Open channel flow junction with different channel width". **XXX IAHR Congress, Thessaloniki-Greece**

Bos M. G. 1976. "Discharge measurement structures". **NASA STI/Recon Technical Report N 78**, 31395. Bos,

M. G. (Editor), 1976. "Discharge Measurement Structures". **International Institute for Land Reclamation and Improvement**, Wageningen, The Netherlands, 464 pp.

Bouhanguel A., Desevaux P. et Guavignet E. 2011. "Etude Numérique et Expérimentale du processus de recompression le long d'un éjecteur supersonique". **20^{ème} Congrès Français de Mécanique, Besançon**

Buyer M. 2002. "Transport de flux en réseau d'assainissement : modèle 1D pour l'hydraulique des collecteurs et déversoirs avec prise en compte des discontinuités". **Thèse de doctorat de l'université Louis Pasteur (ULP), Strasbourg**, 2002, 225 p.

C

Celik I. B., Ghia U. et Roache P. J. 2008. "Procedure for estimation and reporting of uncertainty due to discretization in CFD applications". **Journal of fluids Engineering-Transactions of the ASME**, **130(7)**

Chaussénéry R. et Grégoire P. (2011). Le service d'assainissement en France: principales données 2008. Chiffres et statistiques, n° 210, avril 2011, 8 pages, commissariat général au développement durable, Service de l'observation et des statistiques (SOeS), ISSN 2102-6378. http://www.eaufrance.fr/IMG/pdf/assainissement_201104.pdf

Chen H. C. et Patel V. C. 1988. "Near-Wall Turbulence Models for Complex Flows Including Separation". **AIAA Journal**. **26(6)**. 641-648

Chen H. et Lian G. 1992. "The numerical computation of turbulent flow in tee-junctions". **Journal of Hydrodynamics**, Amsterdam, Ser. B.(3), 19 – 25

BIBLIOGRAPHIE

- Chen Q., Dai G. et Liu H. 2002. "Volume of Fluid for turbulence numerical simulation of stepped spillway overflow". **Journal of Hydraulic Engineering**. 128. 683-688
- Chen Q. et Srebric J. (2002). "A procedure for verification, validation, and reporting of indoor environment CFD analyses". **HVAC&R Research**, **8(2)**, 201-216
- Chiang C. C. et Launder B. E. 1980. "On the Calculation of Turbulent Heat Transfer Downstream from an Abrupt Pipe Extension". **Numerical Heat Transfer**. Vol. 3. 189-207
- Chocat B. 1997. "L'Encyclopédie de l'assainissement et de l'hydrologie urbaine", B. Chocat (Ed.), Paris : Tec & doc Lavoisier. 1124 p.
- Chorin A. J. 1968. "Numerical solution of navier-stokes equations". **Mathematics of Computation**. 22. 745-762
- COACHS : projet réunissant l'IFSTTAR de Nantes, l'INSA de Lyon, l'IMFS de Strasbourg et le GEMCEA, <http://www.gemcea.org/projets/coachs>
- Coelho M. M. L. P. 2003. "Comportamento hidráulico em confluências de canais: Uma abordagem conceitual e experimental". Thèse. **Universidade de São Paulo, São Paulo**. 273 pp
- Cokjlat D. et Younis B. A. 1995. "Second-order closure study of open-channel flows". **Journal of Hydraulic Engineering**. 121. 94-107
- Craft T. J., Gant S. E., Iacovides H. et Launder B. E. 2001. "Development and application of a numerical wall-function strategy for complex near-wall flows". **Proceedings of ECCOMAS CFD 2001 Conference, Swansea, U.K.**. 1-20
- Craft T. J., Gant S. E., Gerasimov A. V., Iacovides H. et Launder B. E. 2002(a). "Wall-function strategies for use in turbulent flow CFD". **Proceedings of 12th International Heat Transfer Conference, Grenoble, France**. 1-12
- Craft T. J., Gerasimov A. V., Iacovides H. et Launder B.E. 2002(b). "Progress in the generalization of wall-functions treatments". **International Journal of Heat and Fluid Flow**. 23. 148-160

D

- De Graaff D. B. et Eaton J. K. 2000. "Reynolds-number scaling of the flat-plate turbulent boundary layer". **Journal of Fluid Mechanics**, **422**, 319-346.
- Del Giudice G. et Hager W. H. 2001. "Supercritical flow in 45° junction manhole". **Journal of Irrigation and Drainage Engineering**. **127**. 100-108
- Demuren A. O. 1993. "A numerical model for flow in meandering channels with natural bed topography". **Water Resources Research**. **29(4)**. 1269-1277
- D'Oria M. et Tanda T. M. 2007. "Physical and Numerical Modeling of a River Confluence Reshaping". **Paper presented at 32nd Congress of IAHR, Venice**.

BIBLIOGRAPHIE

dos Santos A. A. C., Lima L. D. S. M., de Paula G. A. R., Moreira G. A. A. et Valle R. M. 2009. "RANS turbulence model evaluation for neutral atmospheric boundary layer simulation over complex terrain". **20th International Congress of Mechanical Engineering**. November 15-20, 2009, Gramado, RS, Brazil

Duan J. G. et Schwar M. T. 2003. "Modeling of Flow and Sediment Transport at a River Confluence with the EnSed2D model". **Paper presented at World Water and Environmental Resources Congress**.

Duchesne S., Mailhot A., Dequidt E. et Villeneuve J. P. 2001. "Mathematical modelling of sewers under surcharge for real time control of combined sewer overflows". **Urban Water**, **3(4)**, 241-252

Dufresne M. 2008. "La modélisation 3D du transport solide dans les bassins en assainissement: Du pilote expérimental à l'ouvrage réel". **Strasbourg, France: Université Louis Pasteur**. Thèse soutenue le 15 Octobre 2008. 226 pages

Dufresne M., Vazquez J., Terfous A., Ghenaim A. et Schleiss A. J. 2009 (a). "Experimental investigation and CFD modeling of flow, sedimentation, and solids separation in a combined sewer detention tank". **Comput. Fluids**. **38(5)**. 1042-1049

Dufresne M., Vazquez J., Terfous A., Ghenaim A. and Poulet J. B. 2009 (b). "CFD modeling of solid separation in three combined sewer overflow chambers". **Journal of Environmental Engineering**, **135(9)**, 776-787.

Dufresne M., Dewals B., Erpicum S., Archambeau P. et Piroton M. 2011. "Numerical investigation of flow patterns in rectangular shallow reservoirs". **Engineering Applications of Computational Fluid Mechanics**, **5(2)**, 247-258

Dufresne M. et Vazquez J. 2013. "Head-discharge relationship of Venturi flumes: from long to short throats". **Journal of Hydraulic Research**, **51(4)**, 465-468

Dvořák V. et Vít T. 2005. "Experimental and numerical study of constant area mixing". **16th International Symposium on Transport Phenomena, Prague**. 7 pages

E

EC (2000). *Directive 2000/60/EC of the European parliament and of the council of October 23 establishing a framework for community action in the field of Water policy*. **Official Journal of the European Communities**, **L327/1-L327/72**. 22. 12. 2000

El Bahlouli A., Joannis C. et Larrarte F. 2013. "Effect of a deviation on flow rate measurements in sewer channel". In **7th International Conference on Sewer Processes & Networks**. 28-30 Août 2013, **Sheffield**, 10 pages

El Gharbi N., Absi R., Benzaoui A., & Bennacer R. 2011. "An improved near-wall treatment for turbulent channel flows". **International Journal of Computational Fluid Dynamics**, **25(1)**, 41-46

El Kashab A. 1975. "Hydraulics of flow over side weirs". **Phd thesis-Department of Civil Engineering of the University of Southampton, U.K.**

BIBLIOGRAPHIE

Even S., Mouchel J. M., Servais P., Flipo N., Poulin M., Blanc S. et Paffoni C. 2007. "Modelling the impacts of Combined Sewer Overflows on the river Seine water quality". **Science of the Total Environment**, **375(1)**, 140-151

F

Ferziger J. H. 1983. "Higher Level Simulations of Turbulent Flow". Dans : **Computational Methods for Turbulent**, Transonic and Viscous Flows. J-A Esser, ed., Hemisphere.

Ferziger J. H. 1996. "Large Eddy Simulation". Dans : **Simulations and Modelling of Turbulent Flows**, M. Y. Hussaini et T. Gatski, eds., Cambridge University Press.

Ferziger J. H. et Perić, M. 2002. "Computational methods for fluid dynamics". (Vol. 3). Berlin: **Springer**.

Frisch U., Hasslacher B. et Pomeau Y. 1986. "Lattice-gas automata for the Navier-Stokes equations". **Phys. Rev. Lett.** **56**. 1505-1508

G

Gartling D. K. 1990. "A test problem for outflow boundary conditions—flow over a backward-facing step". **International Journal for Numerical Methods in Fluids**, **11(7)**, 953-967.

Ghostine R., Kesserwani G., Vasquez J., Mose R. et Abdallah M. 2006. "Simulation de l'écoulement bidimensionnel à surface libre à travers les jonctions". **JDHU, Nantes**. 51-58

Ghostine R., Kesserwani G., Vasquez J., Mose R. et Ghenaim A. 2007. "Comparison of One and Two Dimensional Simulation of Subcritical Flow Through Combining Junction". **Paper presented at 32nd Congress of IAHR, Venice**.

Gibson M. M. et Rodi W. 1989. "Simulation of free surface effects on turbulence with a Reynolds stress model". **Journal of Hydraulic Research**. **27(2)**. 233-244

Graf W. H. et Altinakar M. S. 1993. "Hydraulique fluviale : écoulement permanent uniforme et non uniforme". **Tome 1, Traité de Génie Civil, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Presse polytechnique et universitaire romanes**

Graf W. H. 2000. "Hydraulique fluviale: écoulement et phénomènes de transport dans les canaux à géométrie simple" (**Vol. 16**). PPUR presses polytechniques.

Grotjans H. et Menter F. R. 1998. "Wall functions for industrial applications". In **Proceedings of Computational FluidDynamics'98, ECCOMAS, 1(2)**, Papailiou KD (ed.). Wiley: Chichester, U.K.. 1112-1117

Guo W., Yang L. and Feng Y. 2007. "Numerical Simulation of Flow at "Y" Shaped Open-Channel Junctions". **Paper presented at 32nd Congress of IAHR**.

Gurram S. K., Karki K. S. et Hager W. H. 1997. "Subcritical junction flows". **Journal of Hydraulic Engineering**. **123(5)**. 447-455

H

- Hager W. H. 1987. "Lateral outflow over side weirs". **Journal of Hydraulic Engineering**. Vol. **113 (4)**. 491-504
- Hager W. H. 1989. "Transitional flow in channel junctions". **Journal of Hydraulic Engineering**. **115**. 243-259
- Hager W. H. 1999. "Wastewater hydraulics theory and practice". **Editions Springer**
- Hamba F. 2003. "A hybrid RANS/LES simulation of turbulent channel flow". **Theoretical and computational fluid dynamics**, **16(5)**, 387-403
- Han Z. et Reitz R. D. 1995. "Turbulence modeling of internal combustion engines using RNG κ - ϵ models". **Combustion science and technology**, **106(4-6)**, 267-295
- Hargreaves D. M., Morvan H. P. et Wright, N. G. 2007. "Validation of the volume of fluid method for free surface calculation: the broad-crested weir". **Engineering Applications of Computational Fluid Mechanics**, **1(2)**, 136-146
- Harwood R. 2002. "CSO modelling strategies using computational fluid dynamics". In Proceedings **9th International Conference on Urban Drainage – Global Solutions for Urban Drainage**, Septembre 2002
- Hayes R. E., Nandakumar K. et Nasr-El-Din H. 1989. "Steady laminar flow in a 90 degree planar branch". **Comp. and Fluids**, **17(4)**, 537 – 553
- He C., Marsalek J., Rochfort Q. et Krishnappan B. G. 2006. "Case study: Refinement of hydraulic operation of a complex CSO storage/treatment facility by numerical and physical modelling". **Journal of hydraulic engineering**, **132(2)**, 131-139
- Hirt C. W. et Nichols B. D. 1981. "Volume of Fluid (VOF) Method for the Dynamics of Free Boundaries". **Journal of Computational Physics**. **39**. 201–225
- Holmes D. G. et Connell S. D. 1989. "Solution of the 2D Navier-Stokes Equations on Unstructured Adaptive Grids". **Presented at the AIAA 9th Computational Fluid Dynamics Conference**. June 1989
- Hsu C.-C., Lee W.-J. et Chang C.-H. 1998. "Subcritical Open-Channel Junction Flow". **Journal of Hydraulic Engineering**. **124**. 847-855.
- Huang P., Bradshaw P. et Coakley T. 1993. "Skin Friction and Velocity Profile Family for Compressible Turbulent Boundary Layers". **AIAA Journal**. **31(9)**. 1600-1604
- Huang J., Weber L. J. et Lai Y. G. 2002. "Three-dimensional Numerical Study of Flows in Open-Channel Junctions". **Journal of Hydraulic Engineering**. **128**. 268-280

I

Isel S., Dufresne M., Bardiaux J. B., Fischer M. et Vazquez J. 2013. "Computational fluid dynamics based assessment of discharge-water depth relationships for combined sewer overflows". **Urban Water Journal**, (ahead-of-print), 1-10

Isel S. 2014. "*Développement de méthodologies et d'outils numériques pour l'évaluation du débit en réseau hydraulique à surface libre*". Thèse de l'Université de Strasbourg, soutenue le 31 janvier 2014.

Isel S., Dufresne M., Fischer M. et Vazquez, J. 2014. "Assessment of the overflow discharge in complex CSO chambers with water level measurements—On-site validation of a CFD-based methodology". **Flow Measurement and Instrumentation**, **35**, 39-43.

Issa R. I. 1986. "Solution of Implicitly Discretized Fluid Flow Equations by Operator Splitting". **Journal of Computational Physics**. 62. 40–65

Issa R. I. et Oliveira P. J. 1994. "Numerical prediction of phase separation in two-phase flow through T-junctions". **Comp. and Fluids**, **23(2)**, 347 – 372

J

Jacques J. 2011. "*Pratique de l'analyse de sensibilité : comment évaluer l'impact des entrées aléatoires sur la sortie d'un modèle*". <http://labomath.univ-lille1.fr/~jacques/>. 14 pages

Jakeman A. J., Letcher R. A. et Norton J. P. 2006. "Ten iterative steps in development and evaluation of environmental models". **Environmental Modelling & Software**, **21(5)**, 602-614.

Jang D. S., Jetli R. et Archarya S. 1986. "Comparison of the PISO, SIMPLER and SIMPLEC algorithms for the treatment of the pressure-velocity coupling in steady flow problems". **Numerical Heat Transfer**. **10**. 209-228

Johnson R. W. 1988. "Numerical Simulation of Local Nusselt Number for Turbulent Flow in a Square Duct with a 180° Bend". **Numerical Heat Transfer**. **Vol. 13**.

Jongen T. 1992. "*Simulation and Modeling of Turbulent Incompressible Flows*". **PhD thesis**. EPF Lausanne, Lausanne, Suisse

K

Kader B. 1981. "Temperature and Concentration Profiles in Fully Turbulent Boundary Layers". **Int. J. Heat Mass transfer**. 24(9). 1541-1544

Kalitzin G., Medic G., Iaccarino G. et Durbin P. 2005. "Near-wall behavior of RANS turbulence models and implications for wall functions". **Journal of Computational Physics**, **204(1)**, 265-291.

Karki K. C. et Patankar S. V. (1989). "Pressure based calculation procedure for viscous flows at all speeds in arbitrary configurations". **AIAA journal**, **27(9)**, 1167-1174.

BIBLIOGRAPHIE

- Kasagi N. et Matsunaga A. 1995. "Three-dimensional particle-tracking velocimetry measurement of turbulence statistics and energy budget in a backward-facing step flow". **International Journal of Heat and Fluid Flow**, **16(6)**, 477-485.
- Kerger F., Archambeau P., Ericum S., Dewals B. J. et Piroton M. 2009. "Simulation numérique des écoulements mixtes hautement transitoire dans les conduites d'évacuation des eaux". **La Houille Blanche**. **5**. 159-166
- Khan A. A., Cadavid R. et Wang S. S. Y. 2000. "Simulation of channel confluence and bifurcation using the CCHE2D model". **Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Water and Maritime Engineering**. **142**. 97-102.
- Khosronejad A., Rennie C. D., Neyshabouri S. A. A. et Townsend R. D. 2007. "3D Numerical Model of Flow and Sediment Transport in Laboratory Channel Bends". **Journal of Hydraulic Engineering**. **133**. 1123-1134
- Kim S.-E. et Choudhury D. 1995. "A Near-Wall Treatment Using Wall Functions Sensitized to Pressure Gradient". ASME FED vol. 217, **Separated and Complex Flows**. ASME
- Kim S.-E., Choudhury D. et Patel B. 1999. "Computations of complex turbulent flows using the commercial code FLUENT". **Modeling complex turbulent flows, édité par Manuel D. Salas**. 259-276
- Kim J. J. et Baik J. J. 2004. "A numerical study of the effects of ambient wind direction on flow and dispersion in urban street canyons using the RNG k- ϵ turbulence model". **Atmospheric Environment**, **38(19)**, 3039-3048
- Kim J.-Y., Ghajar A. J., Tang C. et Foutch G. L. 2005. "Comparison of near-wall treatment for high Reynolds number backward-facing step flow". **International Journal of Computational Fluid Dynamics**, **19**, 493-500
- Kim N. W., Won Y. S., Lee J., Lee J. E. et Jeong J. 2011. "Hydrological impacts of urban imperviousness in white rock creek watershed". **Transactions of the ASABE**, **54(5)**, 1759-1771.
- Kirkgoz M. S., Akoz M. S. et Oner A. A. 2009. "Numerical modeling of flow over a chute spillway". **Journal of Hydraulic Research**, **47(6)**, 790-797.
- Kong S. C., Marriott C. D., Reitz R. D. et Christensen M. 2001. "Modeling and experiments of HCCI engine combustion using detailed chemical kinetics with multidimensional CFD". (No. 2001-01-1026). **SAE Technical paper**.
- Kovacs Y. 1988. "Modèles de simulation d'écoulement transitoire en réseaux d'assainissement". **Thèse soutenue à l'école nationale des Ponts et Chaussées, Paris**. 328 pages
- Krishnappan B. H. et Lau Y. L. 1986. "Turbulence modeling of flood plain flows". **Journal of Hydraulic Engineering**, **112(4)**, 251-266

L

- Lai Y. G. 2000. "Unstructured grid arbitrarily shaped element method for fluid flow simulations". **AIAA Journal**. **38(12)**. 2246-2252

BIBLIOGRAPHIE

- Lane S. N., Richards K. S. et Chandler J. H. 1995. "Within-reach spatial patterns of process and channel adjustment". In: **Hickin, E.J. Editor, 1995**. River Geomorphology Wiley, edited. Wiley, Chichester, England. 105-130.
- Lane S. N. et Richards K. S. 1998. "High resolution, two-dimensional spatial modelling of flow processes in a multi-thread channel". **Hydrological Processes**. **12**. 1279-1298.
- Lane S. N., Bradbrook K. F., Richards K. S., Biron P. A. et Roy A. G. 1999. "The application of computational fluid dynamics to natural river channels: three-dimensional versus two-dimensional approaches". **Geomorphology**. **29**. 1-20.
- Larese A., Rossi R., Oñate E. et Idelsohn S. R. 2008. "Validation of the particle finite element method (PFEM) for simulation of free surface flows". **Engineering Computations**, **25(4)**, 385-425.
- Lau S., Stovin V. et Guymer I. 2007. "The prediction of solute transport in surcharged manholes using CFD". **Water Science & Technology**, **55(4)**, 57-64.
- Lauder B. E. et Spalding D. B. 1972. *Lectures in Mathematical Models Turbulence*. **Academic Press**, Londres, Angleterre
- Lauder B. E. et Spalding D. B. 1974. "The Numerical Computation of Turbulent Flows". **Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering**. **3**. 269-289
- Lauder B. E., Reece G. J. et Rodi W. 1975. "Progress in the Development of a Reynolds-Stress Turbulence Closure". **J. Fluid Mech.**. **68(3)**. 537-566
- Le H., Moin P. et Kim J. 1997. "Direct numerical simulation of turbulent flow over a backward-facing step". **Journal of Fluid Mechanics**, **330**, 349-374
- Leonard B. P. et Mokhtari S. 1990. "ULTRA-SHARP Nonoscillatory Convection Schemes for High-Speed Steady Multidimensional Flow". **NASATM1-2568 (ICOMP-90-12)**. NASA Lewis Research Center
- Leonard B. P. 1991. "The ULTIMATE conservative difference scheme applied to unsteady one-dimensional advection". **Comp. Methods Appl. Mech. Eng.**, **88**, 17-74
- Lepot M., Momplot A., Lipeme Kouyi G. et Bertrand-Krajewski J.-L. 2014. "Rhodamine WT tracer experiments to check flow measurements in sewers", FMI, soumis et accepté en juin 2014, 20 pages.
- Liepsch D., Moravic S., Rastogi A. K. et Vlachos N. S. 1982. "Measurements and calculations of laminar flow in a ninety-degree bifurcation". **Biomechanics**, **15**, 473 - 485
- Lindner C. 1952. "Diversion from alluvial channels". **Journal Hydraulic Divisions, ASCE**, **78(112)**
- Lipeme Kouyi G., Vazquez J. et Poulet J. B. 2003. "3D free surface measurement and numerical modelling of flows in storm overflows". **Flow measurement and instrumentation**, **14(3)**, 79-87
- Lipeme Kouyi G. 2004. "Expérimentations et modélisations tridimensionnelles de l'hydrodynamique et de la separation particulaire dans les déversoirs d'orage". **Thèse soutenue le 16 décembre 2004. Université Louis Pasteur, Strasbourg**. 274 pages

BIBLIOGRAPHIE

Lipeme Kouyi G., Bret P., Didier J. M., Chocat B. et Billat C. 2011. "The use of CFD modelling to optimise measurement of overflow rates in a downstream-controlled dual-overflow structure". **Water Science & Technology**, **64(2)**, 521-527

Liu H., Li P., Van Lew J. 2010. "CFD study on flow distribution uniformity in fuel distributors having multiple structural bifurcations of flow channels". **International Journal of Hydrogen Energy**. **35**. 9186-9198

M

Manson J. R. 1994. "The development of predictive procedure for localised three dimensional river flows". **PhD thesis, Univ. of Glasgow, Glasgow, U.K.**

Masujin K., Shimizu Y. et Hoshi K. 2005. "Study on flow at a river confluence". **Paper presented at River, Coastal and Estuarine Morphodynamics:RCEM 2005.**

Menter F. 1992(a). "Improved Two-Equations $k-\omega$ Turbulence Models for Aerodynamic Flows". **NASA Technical Memorandum 103975**. 27 pages

Menter F. 1992(b). "Performance of Popular Turbulence Models for Attached and Separated Adverse Pressure Gradient Flows". **AIAA Journal**. **Vol. 30(8)**. 2066-2072

Menter F. 1992(c). "Influence of Freestream Values on $k-\omega$ Turbulence Model Predictions". **AIAA Journal**. **Vol. 30**

Metropolis N. et Ulam S. 1949. "The Monte Carlo Method". **Journal of the American Statistical Association**. **44(9)**. 335-341

Mignot E., Dominguez G., Zeng C., Li C.W., Rivière N. et Bazin P.H. 2012. "Impact of singularities on the discharge distribution in open-channel bifurcations". **2nd IAHR Europe Congress, June 27-29 2012**, Munich, Germany

Milano V. et Sassoli F. 1977. "Ricerca sperimentale sulle confluenze fluviali in regime permanente". **Energia Elettrica**. **54**. 497-508.

Modi P. N., Dandekar M. M. et Ariel P. D. 1981. "Conformal mapping for channel junction flow". **Journal of the Hydraulics Division**, **107(12)**, 1713-1733.

Moin P., Mahesh K. 1998. "Direct Numerical Simulation: A Tool in Turbulence Research". **Annu. Rev. Fluid Mech.**. **30**. 539-578

Morvan H., Pender G., Wright N. G. et Ervine D. A. 2002. "Three-Dimensional hydrodynamics of meandering compound channels". **Journal of Hydraulic Engineering**. **128(7)**. 674-682

Muste M., Lee K. et Bertrand-Krajewski J.-L. 2012. "Standardized uncertainty analysis for hydrometry: a review of relevant approaches and implementation examples". **Hydrological Sciences Journal**, **57(4)**, 643-667.

Muzaferija S., Peric M., Sames P. et Schellin T. 1998. "A Two-Fluid Navier-Stokes Solver to Simulate WaterEntry". **In Proc 22nd Symposium on Naval Hydrodynamics**. Washington, DC. 277-289

N

Naot D. et Rodi W. 1982. "Calculation of secondary currents in channel flow". **Journal of the Hydraulic Division, American Society of Civil Engineers**. **108(8)**. 948–968

Narcy, J. B. 2004. "Pour une gestion spatiale de l'eau: comment sortir du tuyau ?" (Vol. 4). Bruxelles : Peter Lang. 342 p

Nash J. et Sutcliffe J. V. 1970. "River flow forecasting through conceptual models part I—A discussion of principles". **Journal of hydrology**, **10(3)**, 282-290

Neary V. S. et Odgaard A. J. 1993. "Three-dimensional flow structure at open channel diversions". **Journal of Hydraulic Engineering, ASCE**, **119(11)**, 1224 – 1230

Neary V. S. et Sotiropoulos F. 1996 "Numerical investigation of laminar flow through 90-degree diversion of rectangular cross-section". **Computers and Fluids**, vol. **25**. 95-118

Neary, V. S., Sotiropoulos, F. et Odgaard A. J. 1999. "Three-dimensional numerical model of lateral intake inflows". **Journal of Hydraulic Engineering**, **125(2)**, 126-140.

P

Papageorgakis G. C. et Assanis D. N. 1999. "Comparison of linear and non-linear RNG-based k-ε models for incompressible turbulent flows". **Numerical Heat Transfer**. Vol. 35. 22 pages

Patankar S. V. et Spalding D. B. 1972. "A calculation procedure for heat, mass and momentum transfer in three-dimensional parabolic flows". **International Journal of Heat and Mass Transfer**, **15(10)**, 1787-1806.

Peakall J., Amos K. J., Keevil G. M., William Bradbury P. et Gupta S. 2007. "Flow processes and sedimentation in submarine channel bends". **Marine and Petroleum Geology**, **24(6)**, 470-486.

Petit, H. A. H., Tonjes, P., Van Gent, M. R. A. et Van den Bosch, P. 1994. "Numerical simulation and validation of plunging breakers using a 2D Navier-Stokes model". **Coastal Engineering Proceedings**, **1(24)**, 511-524.

Petrucci G., Deroubaix J. F., De Gouvello B., Deutsch J. C., Bompard P. et Tassin B. 2012. "Rainwater harvesting to control stormwater runoff in suburban areas. An experimental case-study". **Urban Water Journal**, **9(1)**, 45-55.

Popp M. et Sallet D. W. 1983. "Experimental investigation of one- and two-phase flow through a tee junction". **Int. Conf. on the Modeling of Multi-Phase Flow, Coventry, England**, 67 – 88

Piomelli U. et Balaras E. 2002. "Wall-layer models for large-eddy simulations". **Annual review of fluid mechanics**, **34(1)**, 349-374.

R

Ramamurthy A. S., Carballada L. B. et Tran D. M. 1988. "Combining open channel flow at right angled junctions". **Journal of Hydraulic Engineering**, **114(12)**, 1449-1460.

BIBLIOGRAPHIE

- Ramamurthy A. S., Carballada L. B. et Tran, D. M. 1988. "Combining open channel flow at right angled junctions". **Journal of Hydraulic Engineering**, **114**. 1449-1460.
- Ramamurthy A.S., Vo N-D. et Vera G. 1992. "Momentum model of flow past weir". **Journal of Irrigation and Drainage Engineering**, Vol. **118 (6)**, 988-994.
- Ramamurthy A. S., Qu J. et Vo D. 2007. "Numerical and Experimental Study of Dividing Open-Channel Flows". **Journal of Hydraulic Engineering**, **133**. 1135-1144
- Rauch R. D., Batira J. T. et Yang N. T. Y. 1991. "Spatial Adaption Procedures on Unstructured Meshes for Accurate Unsteady Aerodynamic Flow Computations". **Technical Report AIAA-91-1106**. AIAA
- Raynaud, O., Joannis, C., Lebouc, L. et Billard, F. 2007. "Les rejets de temps de pluie par les surverses de postes de relèvement en réseau séparatif d'eaux usées et leurs relations avec les différents types d'eaux claires parasites". **NOVATECH**, 6^{ème} édition, Juin 2007, Lyon, 8 pages
- Rhie C. M. 1989. "Pressure-based Navier-Stokes solver using the multigrid method". **AIAA journal**, **27(8)**, 1017-1018
- Rivière N., Travin G., et Perkins R. J. 2011 "Subcritical open channel flows in four branch intersections", **Water Resources Research**, **47**, W10517
- Roache, P. J. 1994. "Perspective: a method for uniform reporting of grid refinement studies". **Journal of Fluids Engineering**, **116(3)**, 405-413.
- Rodi W. 2000. "Turbulence Models and their Application in Hydraulics : A state-of-the-art review". **Ed. Taylor and Francis**, Third edition, 104 pages
- Rothman D. H. et Zaleski S. 1994. "Lattice-gas model for phase separation: interface, phase transitions and multiphase flow". **Rev. Modern Physics**. 66. 1417-1479
- Rüther N. et Olsen N. R. 2005. "Three-dimensional modeling of sediment transport in a narrow 90 channel bend". **Journal of Hydraulic Engineering**, **131(10)**, 917-920.

S

- Saint-Venant B. D. 1871. "Theory of unsteady water flow, with application to river floods and to propagation of tides in river channels". **French Academy of Science**, **73(1871)**, 237-240.
- Sarker A. et Rhodes D. G. 1999. "3D free surface model of laboratory channel with rectangular broad-crested weir". **28th IAHR Congress, Graz, Austria, 22-27 August**. 7 pages
- Sarker M. A. et Rhodes D. G. 2004. "Calculation of free-surface profile over a rectangular broad-crested weir". **Flow measurement and Instrumentation**, **15(4)**, 215-219
- Sebastian C., 2013. "Bassin de retenue des eaux pluviales en milieu urbain : performance en matière de piégeage des micropolluants". **Thèse de doctorat de l'INSA de Lyon**, soutenue le 27 Novembre 2013. 354 pages

BIBLIOGRAPHIE

- Schmitt V. 2013. "Investigation expérimentale et numérique d'un ouvrage de séparation particulière en assainissement". Thèse de doctorat, soutenue le 17 décembre 2013 à l'université de Strasbourg.
- Shabayek S., Steffler P. et Hicks F. 2002. "Dynamic Model for Subcritical Combining Flows in Channel Junctions". **Journal of Hydraulic Engineering**. **128**. 821-828.
- Shettar A. S. et Murthy K. K. 1996. "A numerical study of division of flow in open channels". **Journal of Hydraulic Research**, **34**. 651-675
- Shih T. H., Liou W.,Sabbir A. et Zhu J. A. 1995. "New k -epsilon Eddy Viscosity for High Reynolds Number Turbulent Flows-Model Development and Validation". **Computer Fluids**. **Vol. 24, No. 3**. 227-238
- Shyy W., Thakur S. et Wright J. 1992. "Second-order upwind and central difference schemes for recirculating flow computation". **AIAA journal**, **30(4)**, 923-932
- Sinha S. K., Sotiropoulos F. et Odgaard A. J. 1998. "Three dimensional numerical model for flow through natural rivers". **Journal of Hydraulic Engineering**. **124(1)**. 13-24
- Sobol I. M. 1993. "Sensitivity analysis for non-linear mathematical models". **Math. Model. Comput. Exp.**, **1**, 407-414
- Sofialidis D. et Prinos P. 1999. "Numerical study of momentum exchange in compound open channel flow". **Journal of Hydraulic Engineering**. **125**. 152-165
- Solliec L. 2013. "Real time flow rate modelling in disturbed conditions from velocity profiler". Thèse de doctorat de l'Université de Strasbourg, Alsace.
- Sotiropoulos F. et Patel V. C. 1995. "Turbulence anisotropy and near-wall modelling in predicting three-dimensional shear flows". **AIAA J.**, **33(3)**, 504 – 514
- Speziale C. G. 1987. "On Nonlinear k -l and k - ϵ models of turbulence". **Journal of Fluid Mechanics**. **Vol. 178**. 459-475
- Speziale C. G., Gatski T. B. et Mhuiris N. M. G. 1990. "A critical comparison of turbulence models for homogeneous shear flows in a rotating frame". **Phys. Fluids A.** **2**. 1678-1684
- Speziale C. G., Gatski T. B. et Fitzmaurice N. 1991. "An analysis of RNG based turbulence models for homogeneous shear flow". **ICASE report**. 13 pages
- Stovin V. R. 1996. "The prediction of sediment deposition in storage chambers based on laboratory observations and numerical simulations". **Phd Thesis, The University of Sheffield, U.K.**
- Stovin V., Guymer I. et Lau S.D. 2008. Approaches to validate 3D CFD manhole model. *In proceeding of International Conference on Urban Drainage (ICUD), Edinburgh, Scotland*. 10 pages.
- Sudo K., Sumida M. et Hibara H. 1998. "Experimental investigation on turbulent flow in a circular-sectioned 90-degree bend". **Experiments in Fluids**. **25**. 42-49

BIBLIOGRAPHIE

Sun S., Yan H. et Kouyi G. L. 2014. "Artificial neural network modelling in simulation of complex flow at open channel junctions based on large data sets". **Environmental Modelling & Software**, **62**, 178-187

T

Taylor, E. H. 1944. "Flow characteristics at rectangular open-channel junctions". **American Society of Civil Engineers – Proceedings**. **70**. 119-121

Thangam S. et Speziale C. G. 1992. "Turbulent Separated Flow Past a Backward Facing Step: A Critical Evaluation of Two-Equation Turbulence Models". **AIAA Journal**. Vol. **30**. 1314-1320

Tominaga Y., Mochida A., Yoshie R., Kataoka H., Nozu T., Yoshikawa M. et Shirasawa T. 2008. "AIJ guidelines for practical applications of CFD to pedestrian wind environment around buildings". **Journal of wind engineering and industrial aerodynamics**, **96(10)**, 1749-1761.

Thual, C. 2011. "Evaluer l'urbanité: rapport final" **INSA de Lyon**. Disponible sur http://www.graie.org/OMEGA2/IMG/pdf/Rapport_Final_Constance_Thual.pdf, 79 p

V

Van Leer B. 1979. "Toward the Ultimate Conservative Difference Scheme. IV. A Second Order Sequel to Godunov's Method". **Journal of Computational Physics**. **32**. 101-136

Vandoormaal J. P. et Raithby G. D. 1984. "Enhancements of the SIMPLE Method for Predicting Incompressible Fluid Flows". **Numer. Heat Transfer**. **7**. 147-163

Vanoni V. A. (Ed.). 2006. "Sedimentation engineering" (No. 54). **ASCE Publications**.

Vazquez J., Zug M., Buyer M. et Lipeme Kouyi G. 2005. "CSOs: Tools for assessing their operation in our systems". **Water Science and Technology**, **51(2)**, 179-185

Vasquez J. 2006. "Hydraulique à surface libre". ENGEES, Strasbourg. Disponible sur http://engees.unistra.fr/site/fileadmin/user_upload/pdf/shu/cours_HSL_FI_2006.pdf, 104 p

Versteeg H. K. et Malalasekera W. 2007. "An Introduction to Computational Fluid Dynamics; the Finite Volume Method". **Longman Sci. & Techs. UK**.

W

Wan F. et Porté-Agel F. 2011. "Large-eddy simulation of stably-stratified flow over a steep hill". **Boundary-layer meteorology**, **138(3)**, 367-384

Wang Y., Odgaard A. J., Melville B. W. et Jain S. C. 1996. "Sediment control at water intakes". **Journal of Hydraulic Engineering**, **122(6)**, 353-356

Watanabe K. et Takahashi T. 2002. "LES simulation and experimental measurement of fully developed ribbed channel flow and heat transfer". In **ASME Turbo Expo 2002: Power for Land, Sea, and Air** (pp. 411-417). American Society of Mechanical Engineers.

BIBLIOGRAPHIE

Webber N. B. et Greated C. A. 1966. "An investigation of flow behavior at the junction of rectangular channels". **Proc. Institute Civil Engineers, London. Vol. 34.** 321–334.

Weber L. J., Schumate E. D. et Mawer N. 2001. "Experiments on flow at 90° open-channel junction". **Journal of Hydraulic Engineering. 127(5).** 340-350

Wilcox D. C. 1988. "Reassessment of the Scale-Determining Equation for Advanced Turbulence Models". **AIAA Journal. Vol.26(11).** 1299-1310

Willmott C. J., Ackleson S. G., Davis R. E., Feddema J. J., Klink K. M., Legates D. R., O'Donnell J. et Rowe C. M. 1985. "Statistics for the evaluation of model performance". **J. Geophys. Res.. 90(C5).** 8995–9005

Willmott C. J. et Matsuura K. 2005. "Advantages of the mean absolute error (MAE) over the root mean square error (RMSE) in assessing average model performance". **Climate Research. 30(12).** 79-82

White F. et Christoph G. 1971. "A Simple New Analysis of Compressible Turbulent Skin Friction Under Arbitrary Conditions". **Technical Report AFFDL-TR-70-133**

Wolfshtein M. 1969. "The Velocity and Temperature Distribution of One-Dimensional Flow with Turbulence Augmentation and Pressure Gradient". **Int. J. Heat Mass Transfer. 12.** 301-318

Wu W., Rodi W. et Wenka T. 2000. "3D numerical modeling of flow and sediment transport in open channels". **Journal of Hydraulic Engineering, 126(1),** 4-15.

Y

Yakhot V. et Orszag S. A. 1986. "Renormalization Group Analysis of Turbulence / Basic Theory". **Journal of Scientific Computing. 1(1).** 1-51

Yan H. 2013. "Expérimentations et modélisations tridimensionnelles de l'hydrodynamique, du transport particulaire, de la décantation et de la remise en suspension en régime transitoire dans un bassin de retenue d'eaux pluviales urbaines". **Thèse de doctorant de l'INSA de Lyon,** soutenue le 28 Mai 2013, 238 pages

Z

Zhu J. A. et Shih T. H. 1993. "Calculations of turbulent separated flows". **NASA STI/Recon Technical Report. 19** pages

Annexes

A. Etude sur l'impact de la fraction volumique choisie pour représenter la surface libre

I. Présentation de la loi de Student

Pour l'une de nos études (recherche de la fraction volumique représentant le mieux la surface libre), utiliser les indices RMS ou MAE ne semblent pas particulièrement intéressant, étant donné qu' pour cette étude, nous n'avons que deux points dans notre domaine. Nous avons donc recherché une loi un peu plus poussée afin de définir les incertitudes liées à fraction volumique calculée par FLUENT et aux hauteurs associées. Notre choix s'est porté sur la loi de Student, et plus particulièrement sur la loi Student inverse compilée dans le programme Excel, qui nous permet de remonter à l'incertitude sur notre échantillon en partant de l'écart-type. Elle prend deux arguments : le premier est le pourcentage de chance de voir la valeur de notre variable sortir de l'intervalle de confiance, le deuxième est le nombre de valeur dans notre échantillon. Les deux arguments permettent de définir le coefficient de Student, par lequel nous devons multiplier notre écart-type pour obtenir un estimateur de notre incertitude (voir **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**).

$$u(x) = \sigma * v$$

Equation A1

Avec :

- $u(x)$: l'incertitude sur la variable x
- σ , l'écart-type de notre série de donnée
- v , le coefficient de Student, dépendant de l'intervalle de confiance choisi (généralement 95%) et du nombre de valeur dans notre série de données.

Cette méthode présente aussi un inconvénient : on peut faire baisser artificiellement le coefficient de Student en gonflant le nombre de valeurs de la série de données. Or il est possible de le faire pour notre étude, puisque le nombre de fractions volumiques considérées n'est pas fixé à l'avance. Pour notre étude, nous avons pris un pas de progression de 0,01. Par exemple, pour une fraction moyenne égale à 0,40, avec des fractions retenues allant de 0,36 à 0,44 avec un incrément de 0,01, on a un degré de liberté $n - 1$ qui vaut 8. On peut gonfler ce degré de liberté artificiellement en prenant par exemple un pas de 0,001 entre 0,36 et 0,44, ce qui nous un degré de liberté dix fois plus grand, sans changer de manière significative l'écart-type des valeurs. On peut donc faire baisser la valeur du coefficient de Student et donc de l'incertitude. Pour éviter cela, nous avons fixé notre pas à 0,01 pour toutes les fractions volumiques, afin d'avoir des résultats comparables d'un test à l'autre.

II. But de l'étude

Le principe du modèle *VOF* (Hirt et Nichols, 1981) est de traquer la proportion de chaque espèce impliquée dans l'écoulement dans chaque cellule. Dans le cas d'un écoulement bi-phasique (cas qui nous intéresse car majoritairement présent en réseau d'assainissement), le modèle calcule la fraction de la cellule qu'occupe la phase principale et en déduit la fraction de la phase secondaire (voir **Partie 2**). La Figure A1 dépeint le schéma de principe.

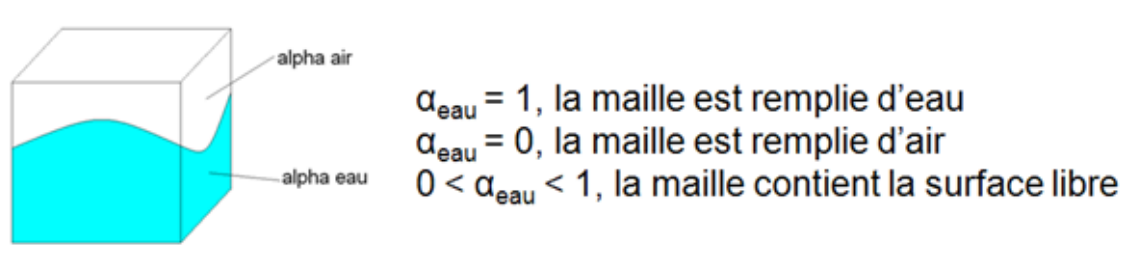


Figure A1. Schéma de principe de la recherche de la surface libre par le modèle VOF.

Nous obtenons donc 3 types de cellule : celles qui contiennent la phase principale uniquement, celles qui contiennent la phase secondaire uniquement et celles qui contiennent les deux phases. La position des cellules contenant les deux phases nous indique la position de la surface libre. Dans l'idéal, une épaisseur d'une cellule seulement devrait être concernée. Or dans les faits, la surface libre fait plusieurs cellules d'épaisseur et sa position est assez imprécise. La valeur prise alors par la communauté scientifique pour représenter la surface libre est une fraction volumique de 0,5. Quelques études en laboratoire (Petit *et al.*, 1994 ; Larese *et al.*, 2008 ; Kirkgoz *et al.*, 2009) ont montré que cette valeur marche, pour ces cas de laboratoire dont tous les paramètres sont parfaitement connus et maîtrisés.

Dans le but d'étendre ce résultat à des cas *in situ*, moins bien maîtrisés, nous avons menés cette étude sur la canalisation de Chassieu, pour laquelle nous avons les mesures de hauteurs d'eau en deux points. Cette étude a aussi pour but de découvrir l'influence des différents paramètres de modélisation sur les résultats du modèle VOF. Parmi ces paramètres, nous avons regardé l'influence des conditions limites (loi de paroi, tension superficielle entre l'eau et l'air), conditions initiales (avec ou sans eau au départ du calcul dans la conduite), modèles de turbulence (test de k- ϵ standard, k- ϵ RNG et RSM) et du maillage. Pour ce faire, 3 débits ont été testés : un débit très faible ($Q = 28$ L/s), un débit d'intensité moyenne ($Q = 128$ L/s) et un débit fort ($Q = 1000$ L/s).

III. Démarche d'exploitation des résultats

Pour chaque test, on regarde le résultat de la simulation pour la hauteur d'eau en 2 points correspondant aux deux capteurs pour lesquels on a des données d'auto-surveillance en continu (au pas de temps 2 minutes). Ces capteurs se situent à 17 (capteur amont) et 22 mètres (capteur aval) de l'entrée de la canalisation. Pour ces deux positions de capteurs, à fraction volumique d'eau constante, notre maillage nous donne un grand nombre de points au voisinage du capteur (entre 20 et 40 selon les simulations et les fractions volumiques). Pour une fraction volumique donnée, on peut donc calculer une hauteur moyenne, et l'écart-type associé, ce qui nous permet de remonter à l'incertitude sur la hauteur d'eau pour cette fraction volumique, grâce à la loi de Student (voir **Partie 3 : Matériel et méthodes, Méthode d'analyse de sensibilité et évaluation des performances des modèles, II. Performances des modèles. 3) Loi de Student**). On obtient donc plusieurs hauteurs d'eau moyenne, l'incertitude qui leur est liée pour plusieurs fractions volumiques d'eau. On cherche donc la fraction volumique la plus pertinente, qui représente au mieux la surface libre pour chacun des capteurs, et l'incertitude sur cette fraction volumique.

Pour ce faire, on prend en considération la mesure des capteurs, et leur incertitude. On garde les fractions volumiques dont la valeur moyenne est contenue dans l'intervalle valeur mesurée +/- incertitude du capteur, en rejetant toutes les fractions volumiques après la première fraction dont

l'intervalle d'incertitude sort de l'intervalle du capteur. Ce principe est illustré par la Figure A2 **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**

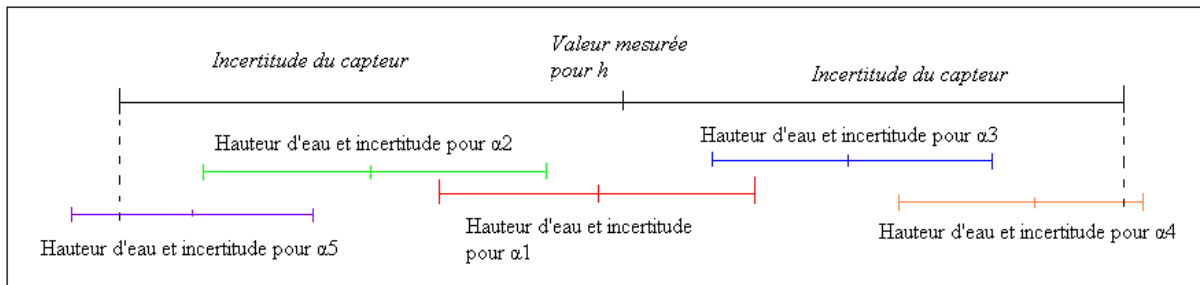


Figure A2. Schéma de principe de la détermination des fractions volumiques pertinentes. Ici, les fractions α_4 et α_5 seront les dernières à être gardées.

En faisant la moyenne des fractions volumiques jugées pertinentes, on obtient la fraction volumique idéale pour suivre notre surface libre, ainsi que l'incertitude sur cette surface libre, en utilisant la loi de Student, pour un intervalle de confiance à 95 %.

IV. Résultats

La première chose qu'il est important de noter est que, *in situ*, on observe une courbe de remous de type S3 dans la conduite (voir **Partie 1**). Or notre modèle numérique a été incapable de représenter cette courbe de remous, allant toujours sur une S2, malgré les changements effectués aux conditions amont (afin de l'aider à partir sur une S3). Des tests spécifiques ont été menés, sur des cas qui doivent aboutir à des courbes de remous S3, tels qu'une vanne avant une forte ou une rupture de pente forte vers une autre pente forte mais inférieure (voir Figure A3 et Figure A4). Aucun des cas n'a pu permettre la mise en évidence d'une courbe S3, le modèle se contentant de faire osciller la surface libre jusqu'à pouvoir partir sur une S2. Dans le cas qui nous intéresse, ce n'est pas un point très handicapant, la hauteur normale étant atteinte très rapidement dans la conduite, tant expérimentalement que numériquement. Les deux courbes de remous convergent vers la même hauteur d'eau, et cette hauteur d'eau est atteinte au niveau des capteurs pour 2 des 3 débits : les deux plus faibles ($Q = 28$ L/s et $Q = 128$ L/s). Par contre, pour le cas $Q = 1000$ L/s, la hauteur normale n'est pas atteinte pour la position des capteurs, rendant notre étude non pertinente. Les simulations pour ce cas ne sont donc pas exploitées.

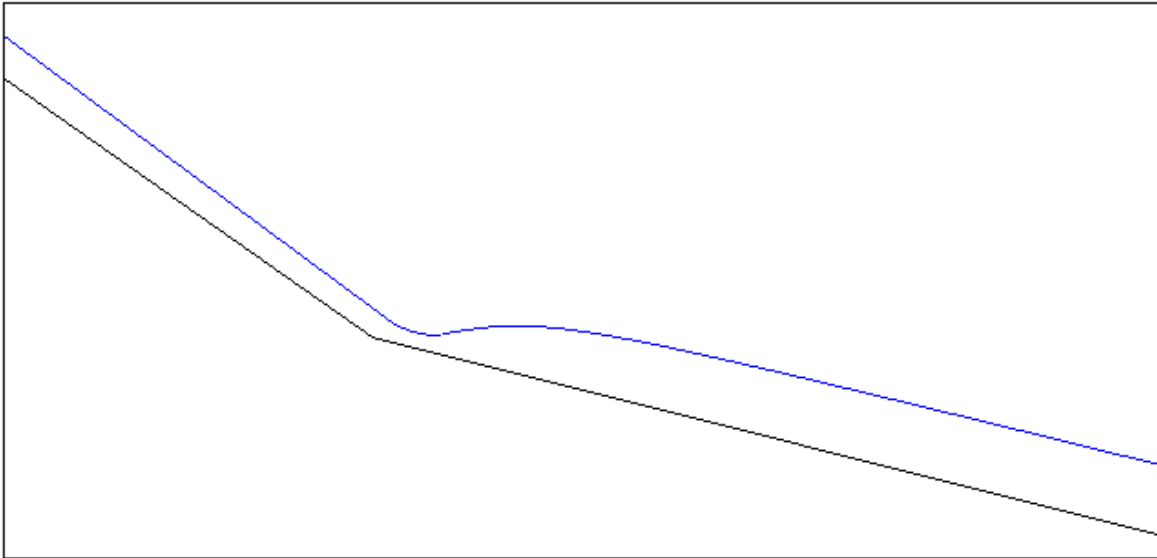


Figure A3. Rupture d'une pente forte vers une pente forte de moindre intensité, engendrant une courbe de remous S3.

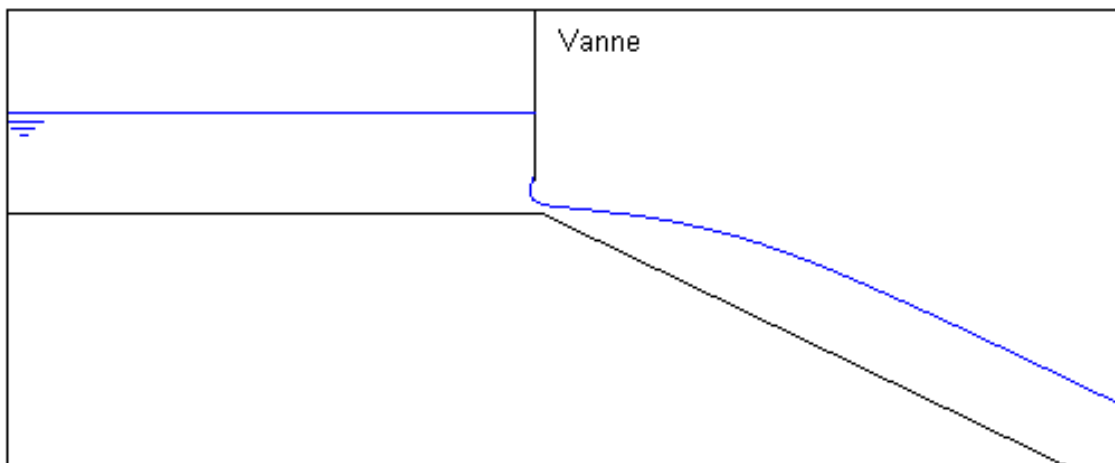


Figure A4. Vanne se situant avant une pente forte, engendrant une courbe de remous S3.

Ce point de détail expliqué, nous pouvons passer aux résultats concernant les différentes sensibilités du modèle VOF vis-à-vis de la stratégie de modélisation.

1) Sensibilité aux conditions initiales

Il est possible dans FLUENT de définir des régions dans notre maillage que nous pouvons remplir d'eau avant le début des calculs. Deux solutions s'offrent donc à nous : laisser notre domaine vide et l'eau faire son chemin ou imposer un niveau d'eau initial dans notre domaine, généralement proche du niveau fini et qui va tranquillement subir le champ de vitesse imposé aux conditions aux limites. Le premier cas demande généralement un peu plus d'itérations que le second car ce dernier est plus proche de la solution finale. Nous étudions ici l'impact éventuel que pourra avoir ces conditions initiales sur la représentation de la surface libre par le modèle VOF. Les résultats sont consignés dans le **Erreur ! Source du renvoi introuvable.A1** et le Tableau A2.

Tableau A1. Estimations des incertitudes sur les hauteurs d'eau et les fractions volumiques, pour $Q = 28 \text{ L/s}$.
Hauteur capteur amont Hauteur Capteur Aval

ANNEXES

Débit $Q = 28$ l/s	23 mm	34 mm
Avec eau en place	25,2 mm pour $\alpha=0,260$	35,3 mm pour $\alpha=0,220$
Incertitudes sur α (+/-)	0,043	0,043
Incertitudes sur h (+/-)	9,2 mm pour l'amont	8,6 mm pour l'aval
Sans eau en place	25,2 mm pour $\alpha=0,265$	35,0 mm pour $\alpha=0,23$
Incertitudes sur α (+/-)	0,090	0,090
Incertitudes sur h (+/-)	9,1 mm pour l'amont	8,6 mm pour l'aval
Incertitude sur les mesures capteurs	8 mm	

Tableau A2. Estimations des incertitudes sur les hauteurs d'eau et les fractions volumiques pour $Q = 128$ L/s.

	Hauteur capteur amont	Hauteur Capteur Aval
Débit $Q = 128$ l/s	74 mm	79 mm
Avec eau en place	75,6 mm pour $\alpha=0,39$	79,5 mm pour $\alpha=0,36$
Incertitudes sur α (+/-)	0,053	0,063
Incertitudes sur h (+/-)	4,4 mm	4 mm
Sans eau en place	75,8 mm pour $\alpha=0,395$	79,5 mm pour $\alpha=0,36$
Incertitudes sur α (+/-)	0,048	0,063
Incertitudes sur h (+/-)	4,4 mm pour l'amont	4 mm pour l'aval
Incertitude sur les mesures capteurs	8 mm	

Les deux tableaux comparent donc pour les deux débits étudiés les incertitudes liées aux hauteurs d'eau pour la fraction volumique qui représente au mieux la mesure du capteur, et l'incertitude sur cette fraction volumique idéale. L'incertitude sur les capteurs est rappelée dans chaque tableau et nous est donnée par le constructeur des capteurs.

On remarque que pour le débit $Q = 128$ L/s (voir Tableau 8), la condition initiale n'influence pas les incertitudes sur les hauteurs d'eau, sur les fractions volumiques ou les valeurs des fractions volumiques qui représentent le mieux la surface libre. En revanche, pour le débit $Q = 28$ L/s, on remarque une nette amélioration sur les incertitudes liées à la fraction volumique. Les incertitudes sur les hauteurs d'eau restent elles très élevées (supérieures à celle du capteur) ce qui dénote un maillage trop faible pour cet écoulement. On remarque également que les fractions volumiques représentant idéalement la hauteur ne sont égales à 0.5 dans aucun des deux cas, et est différente dans chaque cas (aux alentours de 0.4 pour $Q = 128$ L/s et aux alentours de 0.23 pour $Q = 28$ L/s). La valeur très faible de la fraction volumique idéale pour le cas $Q = 28$ L/s (le modèle a donc tendance à très largement sous-estimer la hauteur d'eau) est liée au faible nombre de mailles concernée par l'écoulement, celui-ci menant à une hauteur d'eau de l'ordre de la taille d'une demi-maille.

2) Sensibilité au maillage

Un deuxième maillage a donc été créé, afin de déterminer l'influence du nombre de mailles sur la position de la surface libre (voir Figure A5).

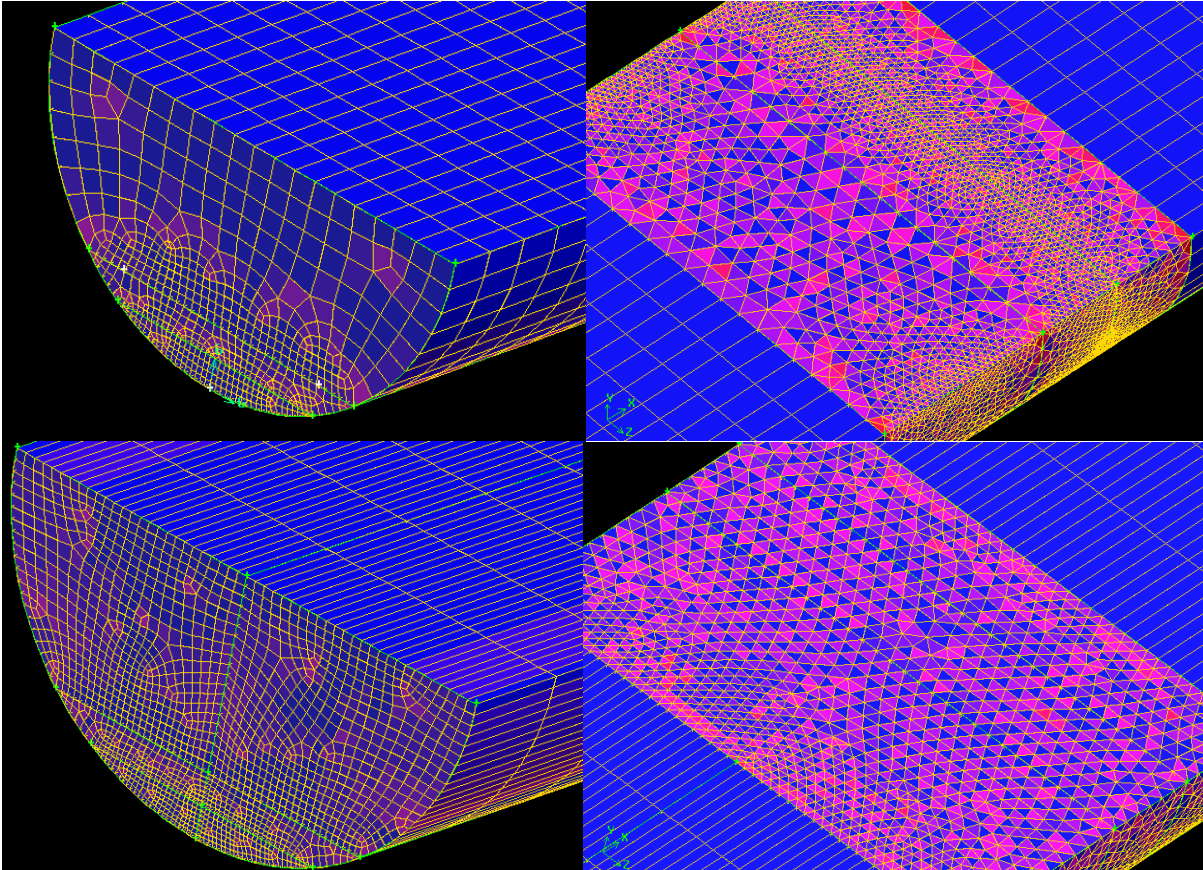


Figure A5 Les deux maillages testés, en haut le premier, en bas le deuxième, avec à droite la zone du venturi, discrétisée grâce à des tétraèdres. Ces maillages ont été faits avec le logiciel GAMBIT.

On compare donc les deux maillages pour le débit $Q = 28$ L/s. Les résultats sont consignés dans le Tableau A3.

Tableau A3. Estimation des incertitudes sur la fraction volumique et la hauteur d'eau associée, pour $Q = 28$ L/s, pour chacun des deux maillages étudiés.

	Hauteur capteur amont	Hauteur Capteur Aval
Débit $Q = 28$ l/s	23 mm	34 mm
Premier maillage, pas d'eau	25,2 mm pour $\alpha=0,265$	35,0 mm pour $\alpha=0,23$
Incertitudes sur α (+/-)	0,090	0,090
Incertitudes sur h (+/-)	9,1 mm	8,6 mm
Deuxième maillage, pas d'eau	24,0 mm pour $\alpha=0,275$	34,3 mm pour $\alpha=0,22$
Incertitudes sur α (+/-)	0,041	0,043
Incertitudes sur h (+/-)	6,3 mm pour l'amont	5,8 mm pour l'aval
Incertitude sur les mesures capteurs	8 mm	

On remarque que le deuxième maillage permet de diminuer les incertitudes sur la fraction volumique et sur la hauteur d'eau. En revanche, on ne remarque pas d'augmentation significative de la fraction volumique vers la valeur 0.5, malgré le fait que la hauteur d'eau de l'écoulement soit de l'ordre de 5 hauteurs de mailles.

3) Sensibilité au modèle de turbulence

L'étape suivante de cette étude est le choix du modèle de turbulence et leur influence possible sur la fraction volumique idéale. Les résultats sont consignés dans le Tableau A4.

Tableau A4. Estimation des incertitudes sur les fractions volumiques et hauteur d'eau associées pour $Q = 128$ L/s, pour trois modèles de turbulence.

	Hauteur capteur amont	Hauteur Capteur Aval
Débit $Q = 128$ l/s	74 mm	79 mm
RNG	75,6 mm pour $\alpha=0,39$	79,5 mm pour $\alpha=0,36$
Incertitudes sur α (+/-)	0,053	0,063
Incertitudes sur h (+/-)	4,4 mm	4 mm
RSM	75,7 mm pour $\alpha=0,405$	79,5 mm pour $\alpha=0,37$
Incertitudes sur α (+/-)	0,058	0,063
Incertitudes sur h (+/-)	3,7 mm pour l'amont	3,1 mm pour l'aval
k- ϵ standard	74,6 mm pour $\alpha=0,41$	79,8 mm pour $\alpha=0,37$
Incertitudes sur α (+/-)	0,048	0,063
Incertitudes sur h (+/-)	4,7 mm pour l'amont	3,9 mm pour l'aval
Incertitude sur les mesures capteurs	8 mm	

On remarque que le modèle VOF est plutôt insensible au modèle de turbulence utilisé. Ce choix de modélisation n'impacte donc pas la représentation de la surface libre. Il est intéressant de noter que la fraction volumique idéale se situe plus aux alentours de 0.4 que de 0.5 pour les trois modèles testés. Le modèle RSM semble apporter un très léger avantage au niveau de l'incertitude sur la hauteur d'eau, au prix bien sûr de calcul plus long, le modèle étant plus complexe.

4) Sensibilité aux conditions aux limites

Nous avons étudié l'influence de deux conditions aux limites distinctes : la première est la loi de paroi, la seconde est la présence ou non d'une tension superficielle à l'interface eau-air.

FLUENT propose 4 lois de parois différentes : la loi de paroi standard, la loi de paroi scalable, la loi de paroi non-equilibrium et la loi de paroi enhanced. Les tests ont été menés pour les débits $Q = 28$ L/s et $Q = 128$ L/s. Aucune influence notable n'a été remarquée pour le débit $Q = 128$ L/s, quelle qu'a été la loi de paroi utilisée. Pour le débit $Q = 28$ L/s, les lois de parois standard, scalable et non-equilibrium donnent des résultats très similaires. La loi enhanced donne quant à elle une légère variation dans ses résultats. Le Tableau A5 compare les lois standard et enhanced.

La loi de paroi enhanced améliore ici légèrement les incertitudes sur les hauteurs d'eau (on est dans un cas assez défavorable ici : premier maillage, pas d'eau en place) et change assez radicalement la fraction volumique à traquer pour obtenir une bonne représentation de la surface libre. Le seul effet notable est la réduction de l'incertitude relative sur la fraction volumique. Le modèle VOF n'est donc pas très sensible au modèle de loi de paroi que l'on utilise.

Tableau A5. Estimation des incertitudes sur la fraction volumique et la loi de paroi pour $Q = 28$ L/s, pour deux lois de parois.

	Hauteur capteur amont	Hauteur Capteur Aval
Débit $Q = 28$ l/s	23 mm	34 mm
Standard	25,2 mm pour $\alpha=0,26$	35,3 mm pour $\alpha=0,22$
Incertitudes sur α (+/-)	0,043	0,043
Incertitudes sur h (+/-)	9,2 mm	8,6 mm
Enhanced	24,1 mm pour $\alpha=0,82$	34 mm pour $\alpha=0,745$
Incertitudes sur α (+/-)	0,043	0,043
Incertitudes sur h (+/-)	8,0 mm pour l'amont	7,5 mm pour l'aval
Incertitude sur les mesures capteurs	8 mm	

En ce qui concerne la tension superficielle, FLUENT propose plusieurs options : ne pas mettre de tension superficielle à l'interface eau-air, en imposer une constante sur tout l'interface, rentrer une UDF (User Define Function) pour calculer notre tension superficielle en tout point de l'interface. Nous avons mené deux tests : un sans tension superficielle et un avec une tension superficielle constante sur toute l'interface eau-air, prise égale à 0.073 N.m^{-1} , qui est la tension superficielle de l'eau à 20°C (la tension passe à 0.075 N.m^{-1} pour une eau à 0°C et descend jusqu'à 0.059 N.m^{-1} pour une eau à 100°C). Les résultats sont compilés dans le Tableau A6.

Tableau A6. Estimation des incertitudes sur la fraction volumique et la hauteur d'eau associée, pour le débit $Q = 128$ L/s, selon qu'il y ait ou non une tension superficielle constante égale à 0.073 N.m^{-1} sur toute l'interface eau-air.

	Hauteur capteur amont	Hauteur Capteur Aval
Débit $Q = 128$ l/s	74 mm	79 mm
Sans tension superficielle	75,6 mm pour $\alpha=0,39$	79,5 mm pour $\alpha=0,36$
Incertitudes sur α (+/-)	0,053	0,063
Incertitudes sur h (+/-)	4,4 mm	4 mm
Avec tension superficielle	75,8 mm pour $\alpha=0,40$	34 mm pour $\alpha=0,36$
Incertitudes sur α (+/-)	0,048	0,063
Incertitudes sur h (+/-)	4,6 mm pour l'amont	4,3mm pour l'aval
Incertitude sur les mesures capteurs	8 mm	

À nouveau, le modèle VOF semble plutôt indifférent à ce paramètre de modélisation. On observe un légère perte de précision au niveau des hauteurs d'eau (les incertitudes montent légèrement) mais rien qui soit particulièrement significatif. En revanche, la tension superficielle a joué sur un tout autre aspect de la modélisation : le temps de calcul nécessaire. Elle par sa présence réduit le temps de calcul d'environ 30 % par rapport au cas où aucune tension superficielle n'était définie.

V. Conclusion

Il apparaît donc que la fraction volumique idéale pour représenter la surface libre de tous les écoulements n'existe pas. En régime d'écoulement fluvial (nombre de Froude inférieur à 1), elle sera effectivement plutôt proche de 0.5, mais elle aura tendance à baisser aux alentours de 0.4-0.45 en

régime torrentiel ou lorsque l'écoulement est particulièrement faible. Dans notre méthodologie, on gardera donc la valeur 0.5 communément admise par la communauté scientifique en gardant à l'esprit que cette valeur sera source d'erreur pour des écoulements à très faible hauteur d'eau ou des écoulements en régime torrentiel.

B. Application à l'instrumentation des trop pleins des postes de relèvement

I. Contexte et rappel de l'objectif de l'étude

En réseau d'assainissement, les écoulements sont principalement gravitaires, mais il arrive que le niveau d'eaux usées ou pluviales soit plus bas que l'exutoire. Il n'est alors plus possible d'amener ces eaux à l'exutoire de manière gravitaire. C'est là qu'interviennent les postes de relèvement. Ce sont des chambres dans lesquelles sont mises en place une ou plusieurs pompes dont le rôle est de remonter le niveau d'eau. Ces pompes s'activent de manière automatique, grâce à des détecteurs de niveau. Comme tout ouvrage hydraulique, il est prévu de pouvoir déverser au milieu naturel au cas où la capacité des pompes serait dépassée. Le déversoir mis en place est très basique, de type « trou dans le mur », assimilable à un déversoir circulaire à crête épaisse (voir **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**).

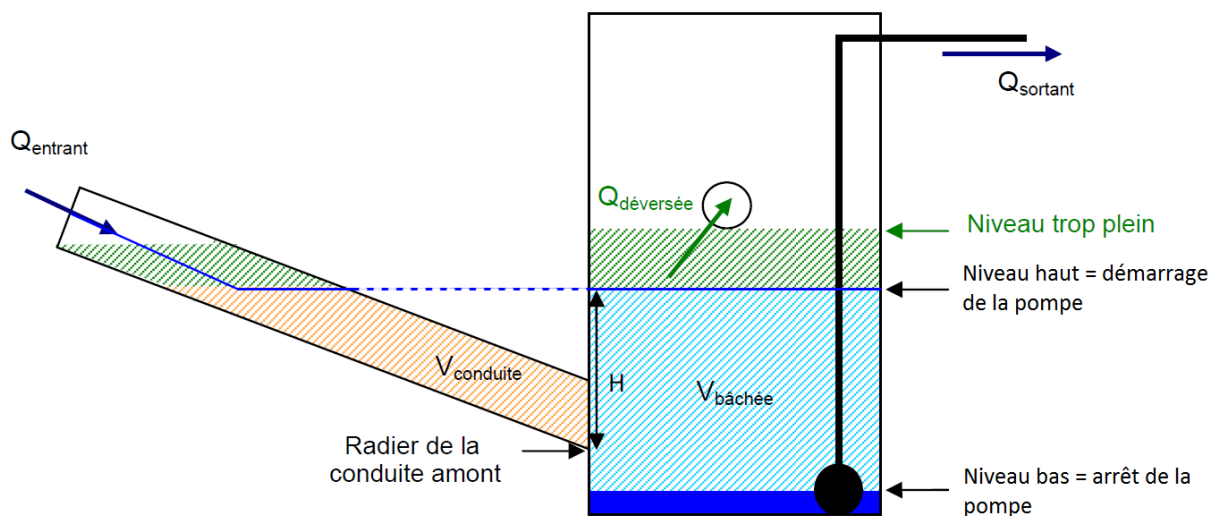


Figure 97. Schéma de principe d'un poste de relèvement

Une étude réalisée par Raynaud *et al.* (2007) montre que les surverses des postes de relèvement sont un réel problème pour le bon état des milieux aquatiques. L'étude porte sur 33 postes de relèvement de la région de Nantes, avec des données de 2001 à 2004. Il ressort que chaque poste déverse en moyenne durant 40 heures au milieu naturel. Les surverses ont deux origines principales : une origine hydraulique (infiltration d'eaux claires parasites, mauvais branchement dans le réseau séparatif et donc récolte des eaux de pluie) et électromécanique (dysfonctionnement d'une ou plusieurs pompes dans le poste de relèvement). Il y a donc un enjeu environnemental dans la détermination du débit déversé par ces postes de relèvement, mais les possibilités de mesure du débit sont restreintes : on ne peut pas mettre un débitmètre électromagnétique dans la canalisation de décharge car ces débitmètres nécessitent un écoulement en charge, ce n'est pas le cas la majeure partie du temps. On ne peut pas non plus instrumenter la canalisation de décharge avec un couple de

capteurs hauteur-vitesse, car elle pourra être mise en charge occasionnellement, invalidant la mesure du débit utilisant ces deux capteurs. On s'intéresse donc à déterminer une loi qui relie le débit déversé au milieu naturel avec le niveau d'eau dans le poste de relèvement.

Plusieurs lois peuvent être trouvées dans la bibliographie pour définir un débit déversé par un seuil. Le **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** résume les différentes lois que l'on peut trouver dans la bibliographie. Le comportement de ces lois est décrit dans la **Erreur ! Source du renvoi introuvable..** La loi de Bos (1976) n'est pas représentée car elle demande un calage des paramètres selon les données expérimentales et la loi donnée par le logiciel CANOE a été rajoutée.

Tableau 27. Récapitulatif des lois de seuil existantes, de leur domaine d'application et des variables qu'elles nécessitent.

Lois	Domain application	Variables	Seuil
Toricelli	Complètement en charge $H_1 > D$	S, h1	mince
Hegly	Pas de restriction	S, Sm, h1	mince
G. M. Bos	Remplissage $h_1 < D$	H1, h1, Sm, D	épais
Stauss	$0,1m < d < 1m$ et $L_1 < 2z$.	D, h1, L1	mince
Stauss-Jorisen	$0,1m < d < 1m$ et $L_1 < 2z$.	D, h1, Sm, S	mince
Vatankhak	Remplissage $h_1 < D$	H1, D	mince
Hegly modifié	Pas de restriction	S, Sm, h1	mince

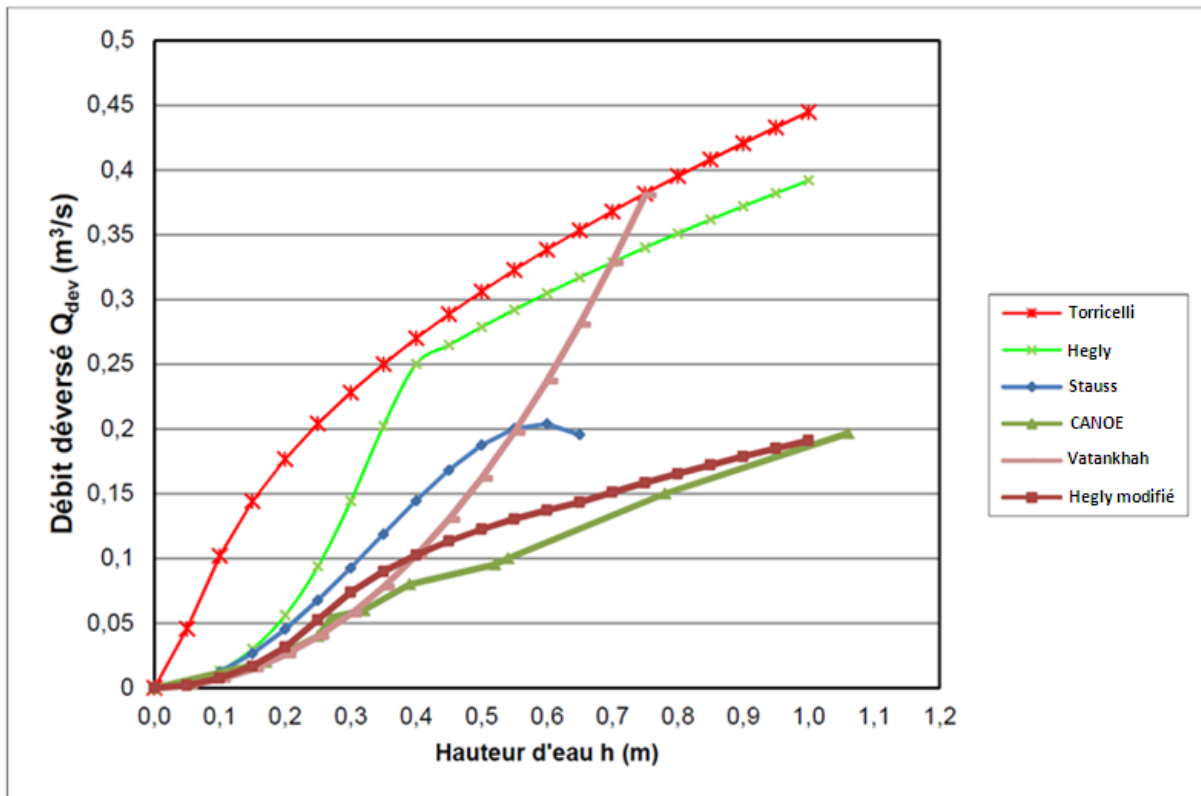


Figure 98. Evolution du débit pour chaque loi précédemment introduite, en fonction de la hauteur d'eau avant le seuil déversant.

II. Stratégie de modélisation

On veut modéliser un poste de relèvement, avec pour principales variables d'intérêt la hauteur d'eau dans le poste et le débit déversé dans la canalisation de décharge. Ces deux grandeurs ne nécessitent pas une modélisation particulièrement fine de la turbulence. Les modèles de type $k-\varepsilon$ sont suffisants et le modèle $k-\varepsilon$ RNG est retenu. Ce choix est conforté par une étude sur une géométrie similaire faite par Lau *et al.* (2007) qui ont également choisi le modèle $k-\varepsilon$ RNG. Pour ce qui est de la loi de paroi, comme on s'intéresse à un écoulement à travers un rétrécissement brusque (déversoir de type « trou dans le mur »), on utilise la loi de paroi *non-equilibrium*, particulièrement adaptée à ce type d'écoulement. Pour les schémas de discrétisation et le couplage pression-vitesse, les choix classiques sont appliqués (*Body-force Weighted* pour la pression, *Second-Order Upwind* pour les autres variables, et *SIMPLE* pour le couplage pression-vitesse). Le maillage choisi est non structuré, utilisant environ 390 000 mailles hexaédriques sur le domaine (voir **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**). Ce maillage a été sélectionné lors d'une étude de sensibilité des résultats au maillage, après avoir testé 4 maillages différents (125 000, 270 000, 390 000 et 430 000 mailles). La modélisation de la surface libre se fera à l'aide du modèle *VOF*. La condition d'entrée est *mass-flow inlet*, celle de sortie dans la canalisation de décharge et au sommet du poste de relèvement est *pressure-outlet* (pression atmosphérique stipulée). Comme condition initiale (et afin d'accélérer le temps de calcul), un niveau d'eau est mis en place 10 cm en dessous de la canalisation de décharge (voir **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**).

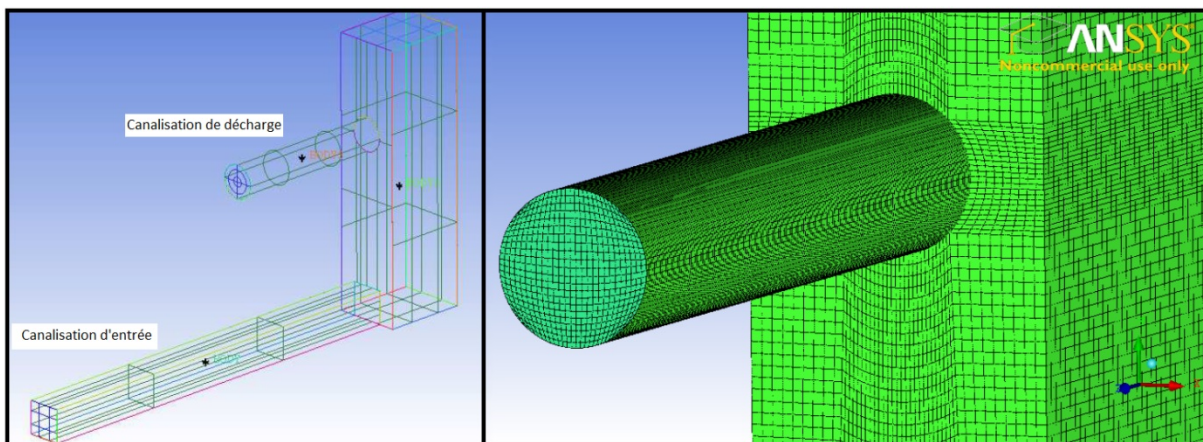


Figure 99. À gauche, la géométrie générale du poste de relèvement simulé, à droite, le détail du maillage pour cette géométrie.

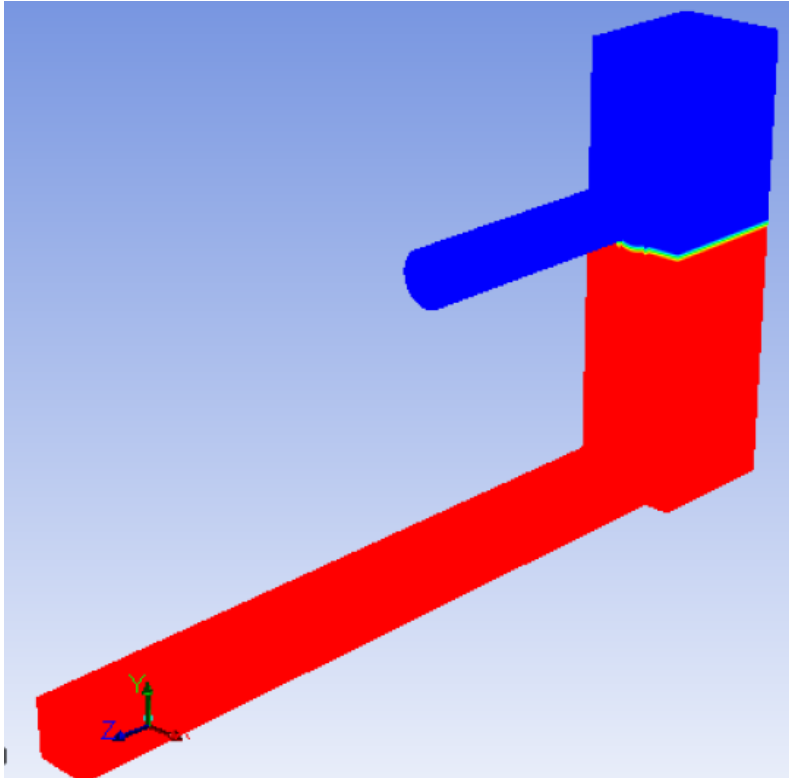


Figure 100. Condition initiale de calcul. En bleu, l'air, en rouge l'eau, en vert, la surface libre.

III. Etablissement de la loi

La loi reliant hauteur d'eau dans le poste de relèvement et débit déversé a d'abord été étudiée pour un poste classique (une chambre de stockage de 0.8m * 1 m), avec une canalisation de décharge de diamètre 0.4 m. La loi obtenue pour le diamètre 0.4 m est ensuite également testée pour d'autres diamètres de canalisation de décharge (0.3 m et 0.6 m). Enfin, une part non-négligeable de postes de relèvement étant équipés d'un clapet anti-retour pour éviter que le milieu ne remonte dans la canalisation de décharge, une modélisation prenant en compte la présence de ce clapet (et donc la modification des conditions hydrauliques) est menée.

1) Canalisation de décharge de diamètre 0.4 m

Les résultats de simulation ($Q_{dev} = f(h_{poste})$) sont comparés aux lois de la bibliographie dans la B5.

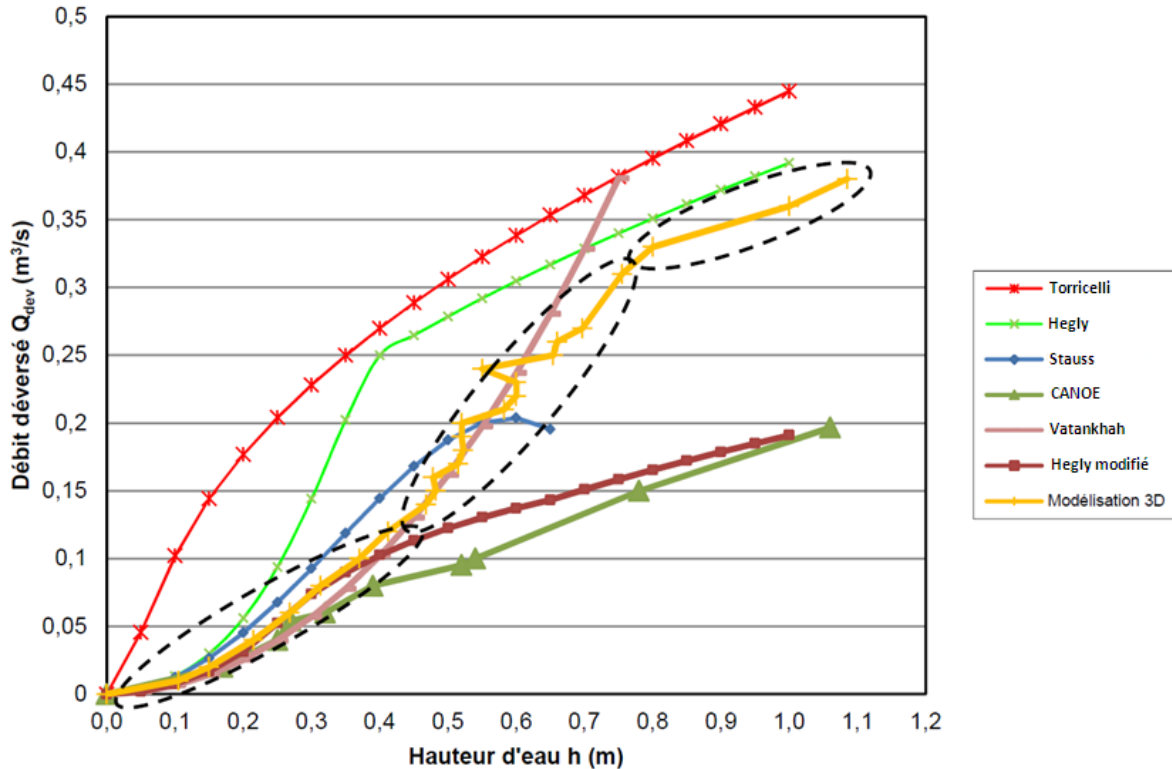


Figure 101. Résultats de simulation, comparés aux données bibliographiques.

On remarque que les lois de Vatankhah, CANOE, Stauss et Hegly modifiées se rapprochent de la modélisation pour des débits déversés inférieurs à $0.1 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Pour des débits de 0.1 à $0.3 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, le comportement de la modélisation tend à se rapprocher de la loi de Vatankhah. Enfin, pour des débits supérieurs à $0.3 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, le comportement de la modélisation se rapproche de la loi de Hegly ou de Torricelli.

On distingue donc trois comportements distincts, en fonction du taux de remplissage de la canalisation de décharge : une première partie où l'écoulement est entièrement à surface libre, une deuxième partie où l'écoulement se met progressivement en charge (ce qui explique le comportement un peu erratique de la modélisation) et une troisième et dernière partie où cette fois, la canalisation de décharge est en charge et se comporte comme un orifice. Afin de représenter au mieux ces trois comportements, une loi en trois parties est établie. Pour la première partie, nous prenons appui sur la loi de Stauss, en la modifiant légèrement. Cette loi a été choisie car elle est proche des points de simulation obtenus et elle est la seule à prendre en compte la contraction de l'écoulement qui semble être un paramètre déterminant pour le calcul du débit déversé. La dernière partie étant similaire à une loi d'orifice, nous nous appuyons sur une loi de Torricelli modifiée. La zone de mise en charge étant complexe à approximer, nous avons choisi de la représenter par un polynôme permettant de faire le lien entre les deux autres zones qui sont bien définies. Ce polynôme a pour contrainte la continuité de la fonction et de sa dérivée.

Pour rappel, la loi de Stauss s'écrit :

$$Q = C \cdot K \cdot D^{2.5}$$

Équation 90

Avec :

$$K = 3.203 \cdot \left(\frac{h_{CPR}}{D}\right)^{1.975} - 0.842 \cdot \left(\frac{h_{CPR}}{D}\right)^{3.78}$$

Équation 91

$$C = \left(0.555 + \frac{D}{110h_{CPR}} + 0.041 \cdot \frac{h_{CPR}}{D}\right) \cdot \left(\frac{2D}{L_{CPR}}\right)^{0.0625}$$

Équation 92

- D, le diamètre de la canalisation de décharge (en m)
- h_{CPR} , hauteur d'eau dans la chambre du poste de relèvement (en m)
- L, la largeur du poste de relèvement à l'amont (en m).

Le paramètre qui permet de prendre en compte la contraction est $\left(\frac{2D}{L_{CPR}}\right)^{0.0625}$ (**Erreur ! Source du renvoi introuvable.**), à partir du diamètre de la canalisation de décharge et de la largeur de la chambre du poste de relèvement. Or dans notre cas, $D = 0.4$ m et $L_{CPR} = 0.8$ m, donc ce rapport vaut 1 dans la géométrie que l'on a choisie et donc ce coefficient reste constant. On se propose d'utiliser un autre terme pour prendre en compte la contraction, du type $\left(\frac{\alpha D}{L_{CPR}}\right)^\beta$. Pour la géométrie considérée, en utilisant la méthode des moindres carrés sur nos résultats de simulation, on trouve $\alpha = 1.5166$ et $\beta = 0.8$. On propose donc une nouvelle équation pour le terme C de la loi de Stauss (**Erreur ! Source du renvoi introuvable.**).

$$C' = \left(0.555 + \frac{D}{110h_{CPR}} + 0.041 \cdot \frac{h_{CPR}}{D}\right) \cdot \left(\frac{1.5166D}{L_{CPR}}\right)^{0.8}$$

Équation 93

Pour ce qui est de la loi de Torricelli, elle est décrite en **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**

$$Q = C_d \cdot S \cdot \sqrt{2gh_{CPR}}$$

Équation 94

- Avec :
- C_d , coefficient adimensionnel
 - S la section mouillée (en m²)
 - g, l'accélération de la gravité (en m.s⁻²)
 - h_{CPR} , la hauteur d'eau dans la chambre du poste de relèvement (en m).

Pour cette loi, on peut modifier le paramètre C_d , afin qu'elle s'ajuste à nos résultats de modélisation pour la partie d'écoulement en charge. On trouve $C_d = 0.66$.

Enfin, on définit un polynôme de degré 3 pour assurer la continuité de la fonction et de sa dérivée dans la zone de mise en charge de l'écoulement. On trouve le polynôme défini dans l'**Erreur ! Source du renvoi introuvable.**

$$Q = -4.328 \cdot h_{CPR}^3 + 7.547 \cdot h_{CPR}^2 - 3.6757 \cdot h_{CPR} + 0.6553$$

Équation 95

On obtient donc la loi de déversement montrée à la **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**

Loi de déversement pour les postes de relèvements

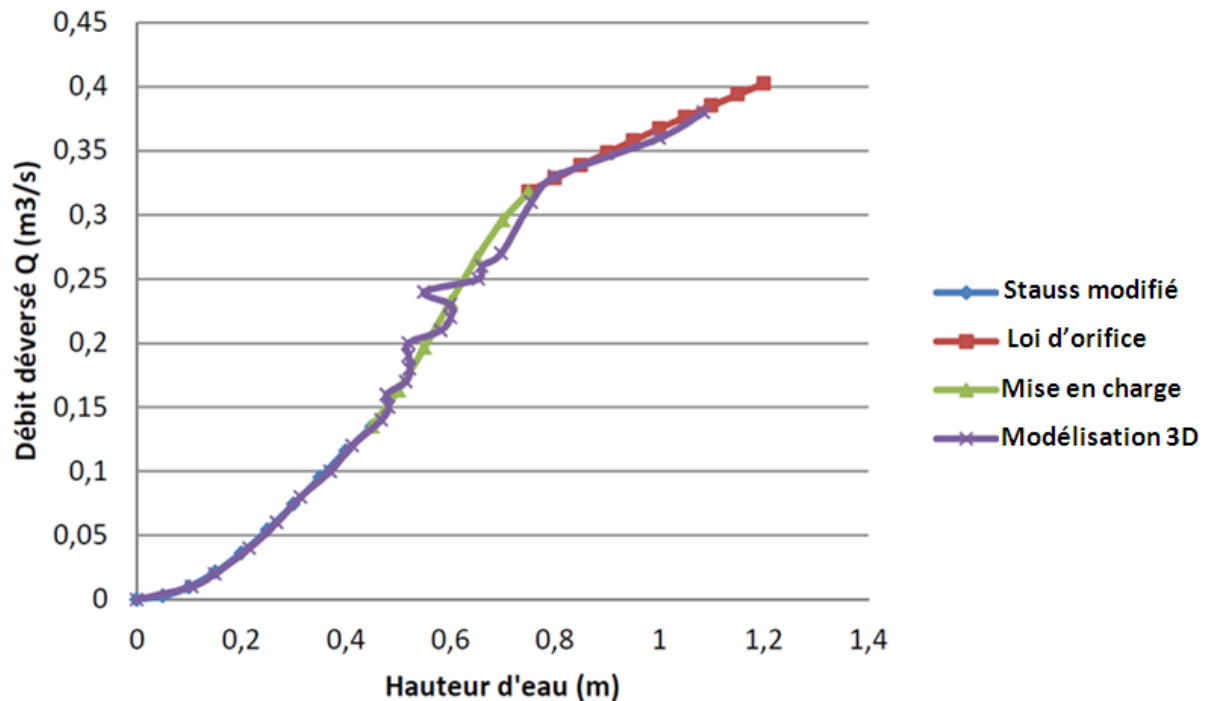


Figure 102. Loi de déversement établie pour le poste de relèvement étudié.

2) Généralisation de la loi pour des canalisations de décharge de diamètres différents

On teste la validité de cette loi pour d'autres diamètres de conduite de décharge. Pour une conduite de décharge de diamètre 0.3 m, les résultats sont montrés à la **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** Pour une canalisation de décharge de diamètre 0.6, les résultats sont montrés à la **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** (il est à noter que pour ce diamètre, la mise en charge n'a pas pu être atteinte, et la comparaison s'arrête donc à la loi de Stauss modifiée).

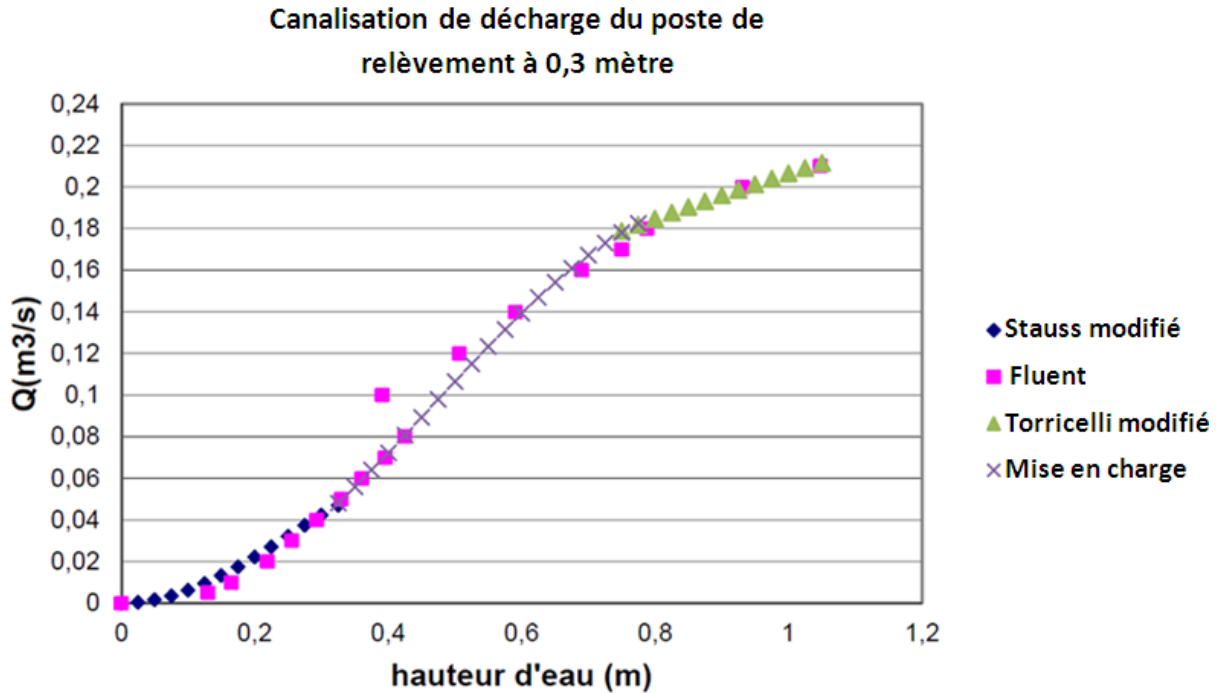


Figure 103. Comparaison des lois de débit déversé en fonction de la hauteur d'eau calculée et simulée, pour une canalisation de décharge de diamètre 0.3 m.

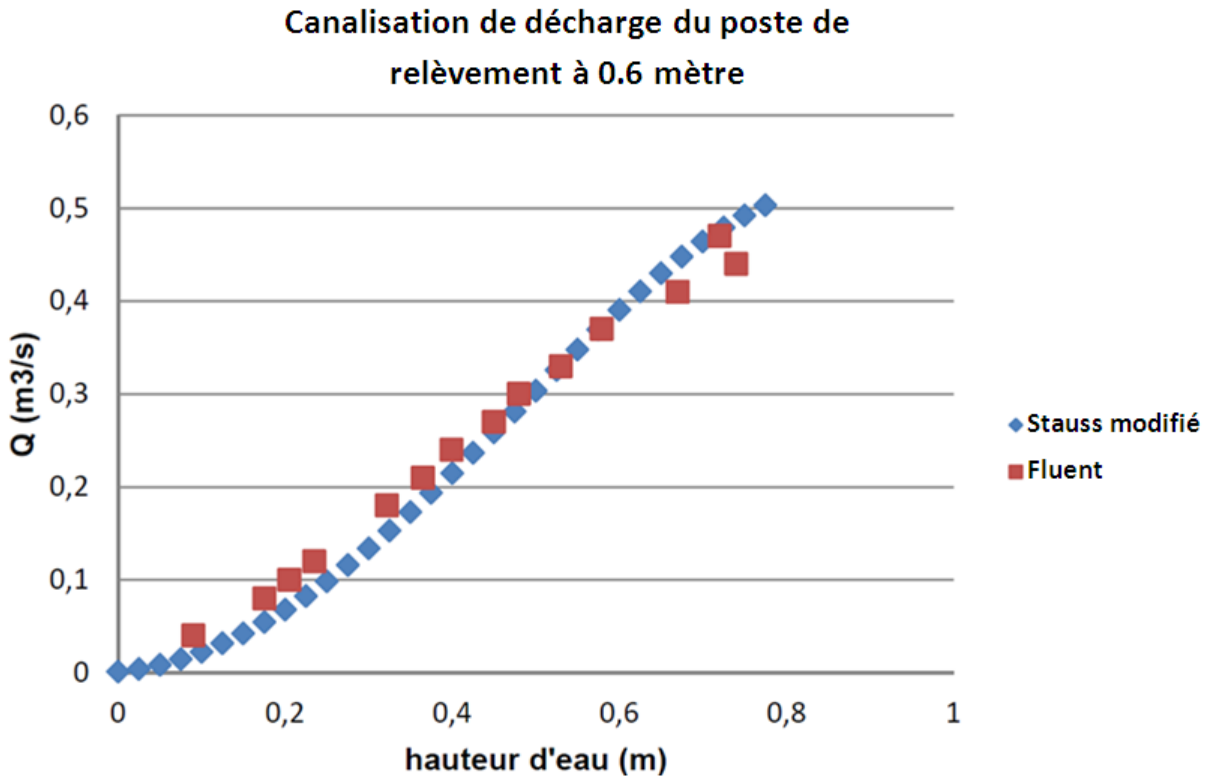


Figure 104. Comparaison des lois de débit déversé en fonction de la hauteur d'eau calculée et simulée, pour une canalisation de décharge de diamètre 0.6 m.

La loi obtenue semble être en accord avec les simulations même après le changement de diamètre de la canalisation de décharge. Cette loi semble donc généralisable et fiable.

3) Etude de l'influence d'un clapet anti-retour à l'exutoire de la canalisation de décharge

La présence d'un clapet anti-retour à l'exutoire de la canalisation de décharge étant chose commune (afin d'éviter l'invasion du milieu naturel dans le poste de relèvement), nous nous sommes interrogés quant à la possible influence de ce dispositif sur la loi précédemment établie. Cette étude s'appuie sur un poste de relèvement de Mâcon pour lequel nous disposons des mesures de hauteur et de la valeur de l'inclinaison du clapet, grâce à un inclinomètre. La relation liant ces deux grandeurs est montrée à la **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**

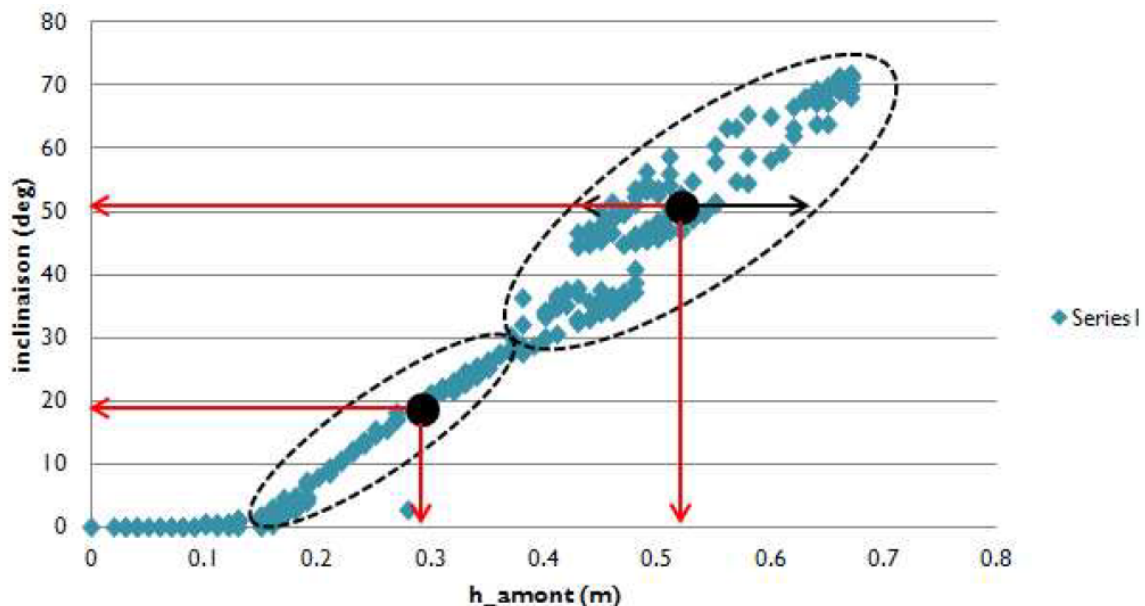


Figure 105. Relation entre l'inclinaison du clapet et la hauteur d'eau dans la chambre du poste de relèvement.

On remarque deux grandes tendances : une première partie où la relation est bijective entre l'inclinaison du clapet et la hauteur d'eau dans la chambre, et une seconde partie où on observe un phénomène d'hystérésis, induisant la perte de la bijection. On simule donc deux ouvertures de clapet (une ouverture par comportement identifié) en régime transitoire (afin de modéliser correctement le phénomène d'hystérésis) : une ouverture à 20° (comportement bijectif donc ligne d'eau permanente et pas d'influence du clapet) et 50° (comportement non bijectif, hauteur d'eau non permanente et influence du clapet).

Pour chaque inclinaison, on peut trouver une valeur de hauteur d'eau dans la chambre et donc un débit associé grâce à la loi précédemment établie. Ainsi pour l'inclinaison de 20°, la hauteur d'eau dans la chambre est de 0.301 m au-dessus du radier de la canalisation de décharge, pour un débit de 74 L.s⁻¹. Pour l'inclinaison de 50°, on prend l'une des valeurs possibles d'après la **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**, à savoir une hauteur d'eau au-dessus du radier de 0.536 m pour un débit de 205 L.s⁻¹. Pour ces deux cas, on s'intéresse à la hauteur d'eau dans la chambre du poste de relèvement en suivant son évolution selon l'axe z (voir **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**). Les résultats sont montrés à la **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** pour l'inclinaison à 20° et à la **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** pour l'inclinaison à 50°.

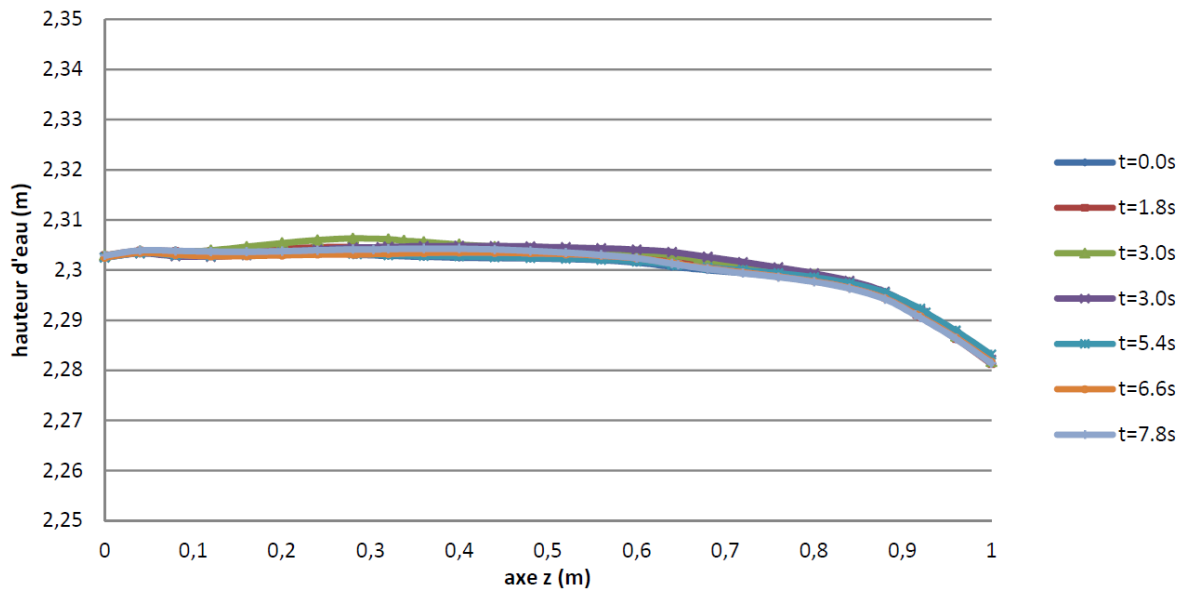


Figure 106. Evolution du profil de la surface libre dans la chambre du poste de relèvement en fonction du temps, pour une inclinaison de clapet de 20° et un débit entrant de 74 L.s^{-1} .

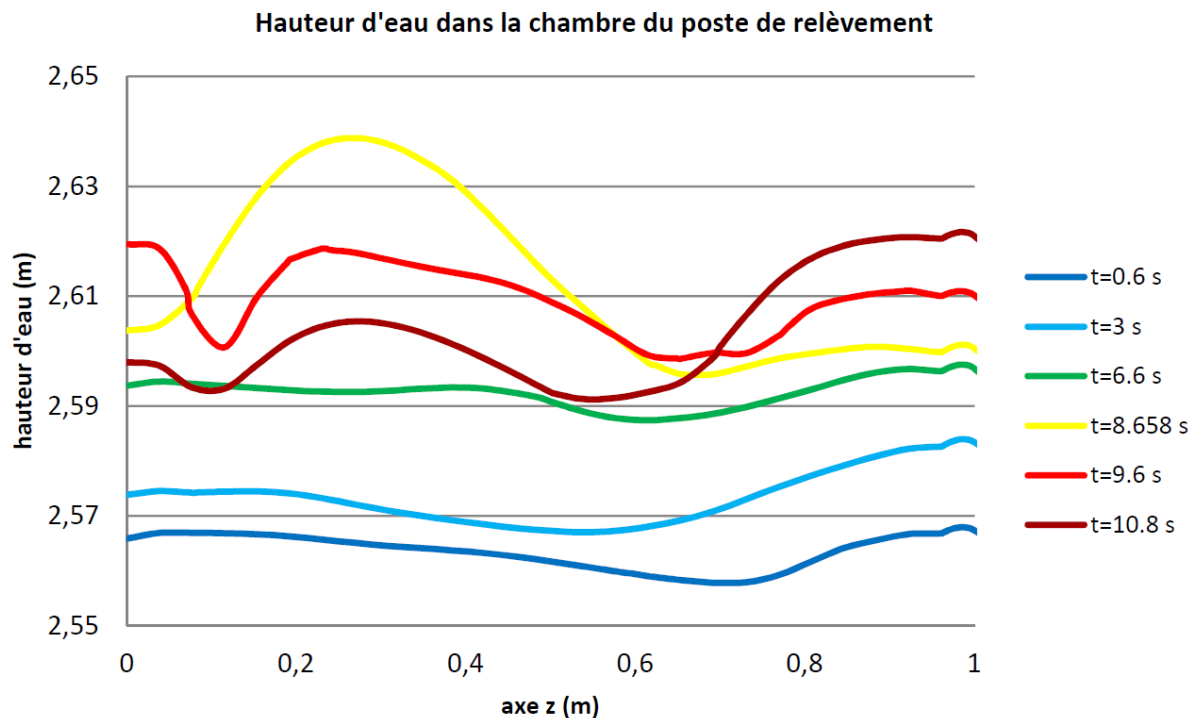


Figure 107. Evolution du profil de la surface libre dans la chambre du poste de relèvement en fonction du temps, pour une inclinaison de clapet de 50° et un débit entrant de 205 L.s^{-1} .

On remarque dans la **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** que la hauteur d'eau dans la chambre du poste de relèvement ne varie pas ou très peu dans l'intervalle de temps simulé. On ne constate donc aucune influence du clapet anti-retour sur la hauteur d'eau dans la chambre et donc sur la mesure du débit (obtenue grâce à la mesure de hauteur d'eau et de la loi établie).

Sur la **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**, en revanche, on remarque une forte variation de la surface libre dans l'intervalle de temps simulé. On peut observer assez nettement les ondes de débits qui se propagent à travers la chambre et qui engendrent de fortes variations de la ligne alors que le

débit reste constant. Il est très clair que le clapet a une influence très forte sur la mesure de hauteur d'eau (induisant des erreurs allant jusqu'à 30% sur le débit). La **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** montre donc la loi établie accompagnée de son incertitude sur la mesure de débit en cas d'influence du clapet anti-retour.

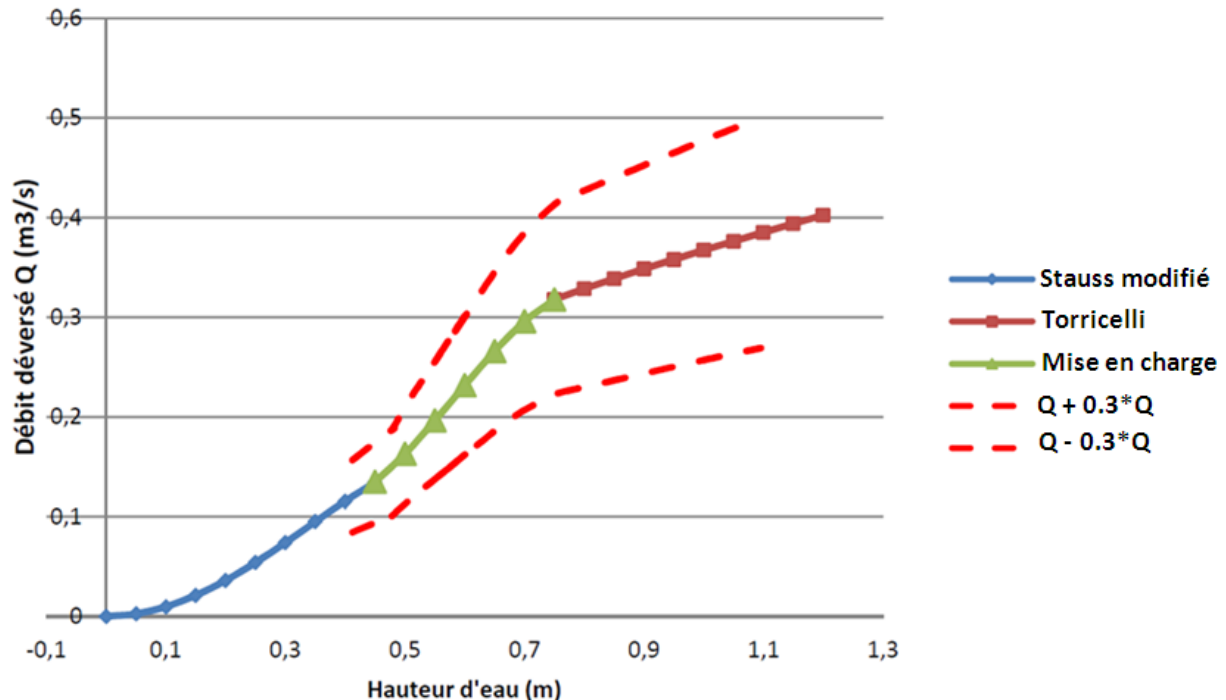


Figure 108. Loi reliant le débit déversé par le poste de relèvement et la hauteur d'eau dans la chambre, accompagnée de l'erreur possible sur le débit en cas d'influence du clapet anti-retour.

IV. Conclusions

L'application de la méthodologie à la modélisation d'un poste de relèvement a permis de définir une loi de déversement pour les surverses des postes de relèvement. Cette loi pourrait être applicable à des déversoirs d'orage de type « trou dans le mur » à crête épaisse. La méthodologie a permis également d'étudier l'influence des clapets anti-retour sur cette loi de déversement, en menant les calculs en régime transitoire. Cette loi est également en bon accord avec d'autres projets (voir projet COACHS, guide technique numéro 3).

C. Intérêt de la modélisation pour la post-observation : aide à la validation des méthodes de traçage

I. Contexte et rappel de l'objectif

L'auto-surveillance des écoulements est largement utilisée en hydrologie urbaine, afin de déterminer les débits qui transitent dans le réseau, ainsi que les volumes et les charges polluantes véhiculées. Cette auto-surveillance repose sur des débitmètres (le plus souvent un couple de capteurs hauteur-vitesse), dont les données doivent être systématiquement vérifiées et validées (que ce soit pour un usage de terrain ou en laboratoire) afin de minimiser les erreurs de mesure et d'établir les

incertitudes sur la mesure. Pour ce faire, il est possible de mettre en œuvre trois méthodes indépendantes permettant d'accéder aux gammes de débits en réseau d'assainissement (ou en laboratoire) : la modélisation 3D, la mesure des champs de vitesse (en utilisant l'ADV ou la PIV en laboratoire par exemple) et les méthodes de traçage. Le but de cette étude est d'utiliser la méthode de modélisation 3D pour venir renforcer un résultat de traçage quant à la justesse d'un capteur Doppler du Grand Lyon, situé au quai des Etroits. Concernant la méthode de traçage en elle-même, l'article de Lepot *et al.* (2014) la détaille en profondeur.

II. Matériel et méthodes

On cherche à modéliser la zone de mesure d'un capteur Doppler situé sur la paroi latérale d'un collecteur à banquette pour des débits tels que la banquette n'est pas en eau et d'extraire de la modélisation la valeur lue par le capteur Doppler. La géométrie du collecteur est bien connue (forme du radier, pente, largeur, rugosité) et on sait également que l'écoulement est pleinement développé (la longueur de canal sans singularité avant le capteur Doppler est suffisante). On connaît également la position du capteur Doppler sur la paroi latérale du collecteur (placé ici afin d'éviter l'envasement du capteur dans le fond du canal, pratique relativement courante dans l'auto-surveillance du réseau d'assainissement) ainsi que son encombrement. Toutes ces informations sont résumées sur la

Erreur ! Source du renvoi introuvable..

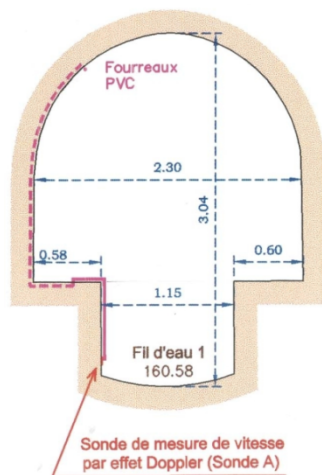


Figure 109. Section transversale du collecteur et position du capteur Doppler. On s'intéresse en particulier à la partie du collecteur qui se situe en-dessous de la banquette.

Le cône de mesure du capteur Doppler est également connu, avec les trois paramètres qui sont : l'angle d'incidence, l'angle d'ouverture et la portée (voir **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**).

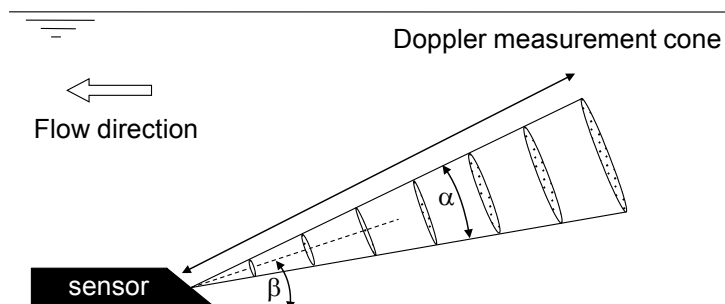


Figure 110. Caractéristiques du capteur Doppler ($\alpha = \beta = 15^\circ$).

Comme on cherche à mesurer un champ de vitesse pour trois débits différents, possiblement impacté par des courants secondaires (créés par la turbulence) sur un canal droit et sachant que le nombre de Reynolds est assez élevé ($Re \geq 420\,000$), on choisit le modèle RSM pour le modèle de turbulence. La loi de paroi est *scalable* (afin de réduire le temps de calcul car la loi *enhanced* demande un temps de calcul très largement supérieur). Les choix pour les schémas de discrétisation et le couplage pression-vitesse sont standard (*Second-Order Upwind* et *SIMPLE*) car aucune difficulté particulière de convergence n'est attendue. Les conditions aux limites sont décrites dans le **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** La condition d'entrée impose le débit transitant dans le collecteur, la condition aval est nécessaire pour reproduire correctement l'écoulement, car le régime d'écoulement est fluvial (influence aval).

Tableau 28. Conditions aux limites pour la modélisation du collecteur du Quai des Etroits.

Débit entrant déterminé par traçage (L/s)	550	480	320
Condition amont : vitesse mise en place à l'entrée ($m.s^{-1}$)	0.69	0.602	0.401
Condition aval : hauteur d'eau imposée à l'aval(m)	0.7	0.65	0.56
Rugosité mise en place pour les murs (m)	0.00167	0.00167	0.00167

Pour chaque débit, on extrait les différents plans de mesure du capteur Doppler afin de déterminer numériquement la vitesse moyenne de l'écoulement que devrait lire le capteur Doppler, en utilisant la pondération définie dans l'Équation 82. On compare alors cette valeur aux résultats de la méthode de traçage.

III. Résultats et discussions

Les débits mesurés grâce au traçage sont comparés à ceux que mesure le capteur Doppler. La **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** montre le résultat de cette comparaison. On remarque que le capteur Doppler sous-estime de manière systématique le débit qui passe par ce point de mesure du Grand Lyon situé au Quai des Etroits. On utilise à présent la modélisation numérique en 3D pour confirmer ce premier résultat (issu de Lepot *et al.*, 2014, où la méthode d'obtention du débit et de ses incertitudes est détaillée) et tenter d'expliquer le phénomène responsable de cette sous-estimation systématique.

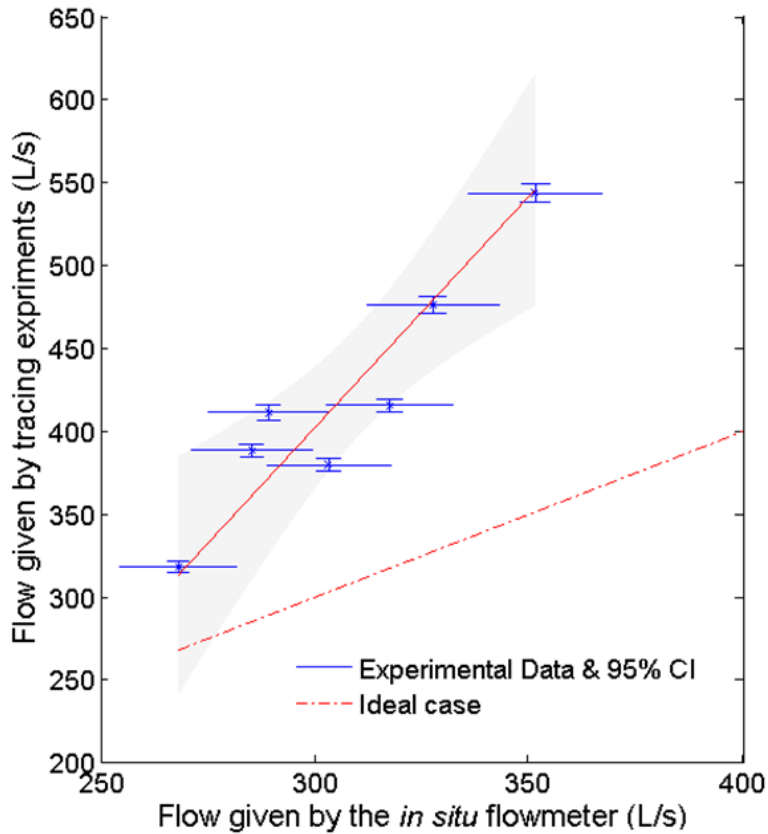


Figure 111. Débit mesuré par la méthode de traçage à la rhodamine WT (traçage fluorimétrique) en fonction du débit mesuré par le capteur Doppler (Lepot *et al.*, 2014). La courbe idéale (débit mesuré par le capteur Doppler égal au débit obtenu par traçage) donne une idée de l'erreur commise par le capteur Doppler (jusqu'à 30 % sur les plus gros débits). Voir Lepot *et al.*, 2014.

La **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** donne le profil de vitesse dans la section verticale du canal, ainsi que la position du capteur Doppler et de son cône de mesure. On remarque que le capteur Doppler n'a pas le cône de mesure adéquat pour effectuer une mesure correcte de la vitesse moyenne dans la section, celui-ci n'arrivant pas à intercepter suffisamment le cœur de l'écoulement. Il lui faudrait un angle d'incidence plus élevé, ainsi qu'une portée plus grande. Il faudrait également qu'il soit placé légèrement plus haut sur la paroi latérale du collecteur.

On s'intéresse à présent à la vitesse effectivement lue par le capteur Doppler pour nos simulations, afin d'estimer si les erreurs observées entre la vitesse moyenne réelle de l'écoulement et la vitesse mesurée pas le capteur Doppler sont significativement différentes. Pour ce faire, on regarde si l'incertitude standard sur la différence entre la vitesse obtenue par traçage (U_{RHO}) et la vitesse obtenue numériquement pour le capteur Doppler (U_{DN}) est inférieure à la différence elle-même (**Erreur ! Source du renvoi introuvable.**). Si c'est le cas, alors les deux grandeurs sont significativement différentes. On peut donc valider les résultats du traçage et montrer que l'emplacement du capteur Doppler n'est pas bien choisi. Les résultats des simulations et la comparaison avec les données de traçage sont résumées dans le **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**

$$U_{RHO} - U_{DN} > u(U_{RHO} - U_{DN})$$

Équation 96

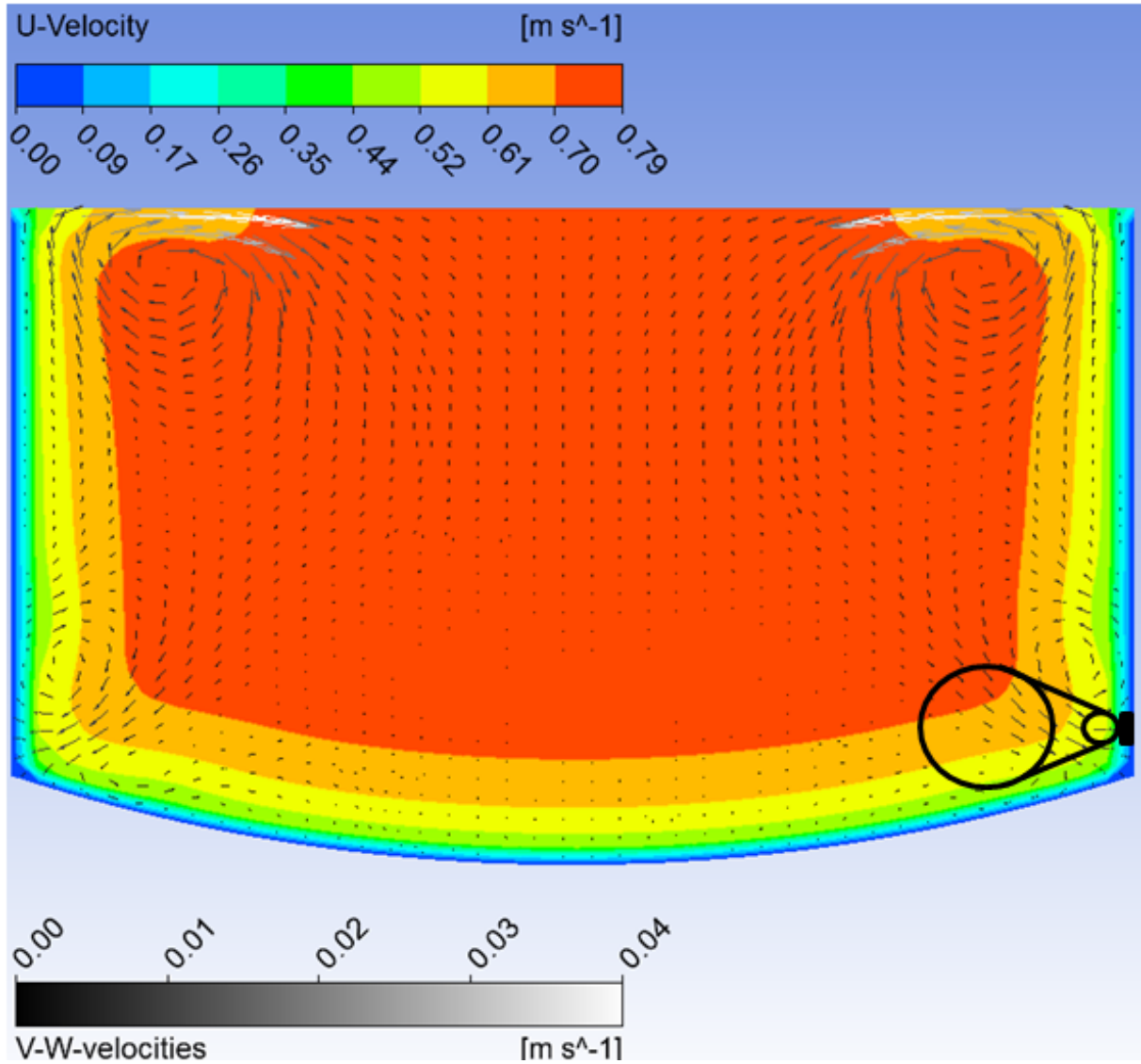


Figure 112. Profil de vitesse dans la section verticale. La couleur renseigne sur la composante de vitesse qui suit l'écoulement, les flèches en niveau de gris renseignent sur les composantes de la vitesse perpendiculaire à l'écoulement (les courants dits secondaires).

Tableau 29. Comparaison des données de traçage avec les résultats de simulation. Les nombres entre parenthèse représentent les incertitudes standards. Il est à noter que la vitesse moyenne numérique vraie a été vérifiée pour chaque cas, et qu'elle est très proche de la vitesse moyenne obtenue par traçage.

Débit obtenu par traçage ($L.s^{-1}$)	550 (9)	480 (7.5)	320 (5)
Vitesse moyenne obtenue par traçage U_{RHO} ($m.s^{-1}$)	0.69 (0.01)	0.65 (0.01)	0.50 (0.01)
Vitesse moyenne de l'écoulement mesurée par le Doppler, obtenue numériquement U_{DN} ($m.s^{-1}$)	0.63 (0.02)	0.55 (0.02)	0.41 (0.01)
$U_{RHO} - U_{DN}$	0.06 (0.03)	0.10 (0.02)	0.10 (0.02)

Le profil de vitesse dans une section verticale du collecteur montre que le capteur Doppler n'échantillonne pas une partie représentative de l'écoulement et est potentiellement perturbé par les courants secondaires (dits de Prandtl) que l'on peut observer. Le capteur Doppler sous-estime systématiquement la vitesse moyenne de l'écoulement, et les différences entre la vitesse obtenue par traçage et la vitesse lue par le Doppler sont significatives pour les trois débits simulés, puisque **l'Erreur ! Source du renvoi introuvable.** est vérifiée dans chacun des trois cas. Les résultats du traçage sont donc vérifiés, et le capteur Doppler devrait être repositionné, ou une correction systématique devrait être appliquée aux données que ce capteur produit.

IV. Conclusion

Le but de cette étude était de valider grâce à une modélisation numérique utilisant l'approche RANS une méthode d'obtention de débit par traçage, qui a montré qu'un capteur Doppler placé dans un collecteur à banquettes sur le territoire du Grand Lyon (au quai des Etroits) a tendance à sous-estimer le débit. La modélisation devait donc pouvoir : i) valider la sous-estimation systématique du débit mesuré par le capteur Doppler et ii) expliquer ce biais systématique et trouver une solution adaptée pour résoudre le problème. Les résultats numériques montrent que le capteur Doppler n'a pas un angle de tir adéquat pour mesurer correctement la vitesse moyenne de l'écoulement (la zone échantillonnée par le capteur n'est pas représentative de l'écoulement et semble impactée par des courants secondaires). Pour remédier à ce problème, il est nécessaire de remonter la position du capteur sur la paroi latérale et d'augmenter son angle de tir (actuellement à 15°) afin de mieux toucher le cœur de l'écoulement. Sinon, il est également possible d'appliquer une correction systématique aux données fournies par le capteur, en se basant sur l'étude de Lepot *et al.* (2014) pour déterminer la fonction de correction qui sera fonction du débit dans le collecteur.