



COACHS

Rapport finalisé

mai 2014

Appel à projets 2009 du programme de recherche C2D2 –
Concevoir et construire pour le développement durable - de la Direction
de la recherche et de l'innovation du Ministère de l'écologie
Convention de subvention n°10MGC S 004 notifiée le 1 avril 2010

Résumé

Les réseaux de collecte constituent un élément essentiel des systèmes d'assainissement et participent pleinement à l'efficacité du processus de dépollution comme le rappelle l'arrêté DEVO 0754085A du 22/06/2007, qui préconise en outre une autosurveillance des réseaux pour évaluer et améliorer l'efficacité de la collecte. Cette autosurveillance est basée pour l'essentiel sur des mesures de débit, et correspond autant à une nécessité technique qu'à une obligation réglementaire.

Les méthodes de mesure du débit d'un écoulement à surface libre nécessitent la mise en œuvre de capteurs de hauteur d'eau et de vitesses, et des hypothèses sur les conditions d'écoulement locales. Pour satisfaire ces hypothèses, les normes hydrométriques sont assez strictes sur les conditions de site. Mais les ouvrages constituant les réseaux d'assainissement n'ont pas été conçus pour la mesure, et l'application des normes hydrométriques impliquerait en général des travaux de génie civil considérables.

Les services de police des eaux et les agences de l'eau, ainsi que les maîtres d'ouvrage manquent donc de référentiels spécifiquement adaptés à la métrologie des débits en réseaux d'assainissement, si bien que la question des interactions entre site et matériel de mesure et celles de leurs répercussions en termes d'incertitudes restent mal maîtrisées.

Le projet a pour objectif de modéliser l'interaction entre les capteurs hydrométriques et les écoulements à surface libre dans différentes configurations représentatives des réseaux d'assainissement pour contribuer au développement de bonnes pratiques et de méthodes adaptées à :

- la qualification de sites potentiels,
- la conception de points de mesure,
- l'exploitation des données,
- l'évaluation des incertitudes.

Les résultats obtenus sont basés sur la mise en œuvre de modélisations 1D ou 3D pour concevoir des sites de mesure de débit, définir des procédures de traitement des résultats et évaluer les incertitudes associées. Sur le plan opérationnel les apports sont de deux types :

- **Méthodes pratiques de calcul de débit à partir de mesures de hauteur d'eau**
 - mesure sans contact du débit par l'utilisation de deux capteurs de hauteurs éloignés de quelques dizaines de mètres par tabulation des courbes de remous ou modélisation BSV
 - mesure des débits rejetés par les trop pleins de stations de pompage distinguant les différents modes de fonctionnement de ces ouvrages et proposant pour les cas les plus courants une loi générale développée spécifiquement pour cette application.
- **Propositions d'ordre méthodologique**
 - méthodologie d'étude par simulation numérique de l'instrumentation de déversoirs d'orage complexes impliquant en particulier une étude de sensibilité aux conditions aux limites
 - ordre de grandeur des incertitudes sur les mesures de vitesse liées aux effets de site et à l'influence de singularités et orientations pour leur prise en compte

Sommaire

Réponses apportées par les partenaires aux observations des évaluateurs.....	15
A. INTRODUCTION GENERALE.....	21
B. RAPPEL DE NOTIONS UTILES	23
B.1. Principes fondamentaux de la mécanique des fluides	23
B.1.1. Equations générales.....	23
B.1.1.1 Conservation de la masse.....	23
B.1.1.2 Conservation de la quantité de mouvement	23
B.1.2. Cas d'un écoulement incompressible soumis à son propre poids.....	24
B.1.3. Mise en évidence des lois de similitudes	24
B.2. Turbulence.....	26
B.2.1. Modélisation RANS	28
B.2.2. Modélisation de la turbulence	28
B.2.2.1 Modélisation au premier ordre (first moment closure ou eddy viscosity modeling)	30
B.2.2.1.1 Modèle à 0 équation (longueur de mélange).....	30
B.2.2.1.2 Modèle à 1 équation.....	31
B.2.2.1.3 Modèle à 2 équations	31
B.2.2.2 Modélisation au second ordre (second moment closure ou Reynolds stress models RSM)	33
B.2.3. Physique de proche paroi	34
B.2.3.1 Comportement universel en proche paroi	34
B.2.3.2 Sous-couche visqueuse	35
B.2.3.3 Zone tampon	35
B.2.3.4 Zone logarithmique.....	35
B.2.4. Modélisations de la zone proche paroi	36
B.2.4.1 Modèles Haut-Reynolds (High y^+)	37
B.2.4.2 Modèles Bas-Reynolds (Low y^+).....	38
B.3. Ecoulement en canal à surface libre	39
B.3.1. Courants secondaires	40
B.3.1.1 Courants secondaires de premier type de Prandtl	40
B.3.1.2 Courants secondaires de second type de Prandtl	41
B.3.1.3 Intensité des courants secondaires	42
B.3.1.4 Effet de la rugosité.....	43
B.3.1.5 Géométrie du canal	44
B.3.2. Taux de cisaillement.....	44
B.3.2.1 Méthode globale	45
B.3.2.2 Utilisation de la distribution verticale des vitesses	45
B.3.2.3 Méthode locale (ou directe).....	45
B.4. Synthèse	45
C. TACHE 1 : MODELISATION HYDRODYNAMIQUE GENERIQUE	47
C.1. Sous-tâche 1.1. Débits en section courante	47
C.1.1. Evaluer un débit par la mesure de deux hauteurs d'eau en collecteur	48
C.1.1.1 Etat de l'art	48
C.1.1.2 Description du travail effectué.....	50
C.1.1.2.1 Conception de la méthode de calcul.....	50
C.1.1.2.2 Test et validation en laboratoire.....	51

C.1.1.2.3	Test et validation sur site grandeur nature	52
C.1.1.3	Valorisation	53
C.1.2.	Evaluer un débit par la mesure de la hauteur d'eau et de la vitesse	54
C.1.2.1	Etat de l'art	54
C.1.2.2	Description du travail effectué.....	55
C.1.2.2.1	Construction d'une base de données	57
C.1.2.2.2	Choix de la fonction de distribution de la vitesse sur la verticale	57
C.1.2.2.3	Modélisation des paramètres de la fonction sur la largeur	58
C.1.2.2.4	Méthode d'intégration du débit.....	58
C.1.2.2.5	Influence du capteur.....	59
C.1.2.2.6	Validation de la méthode	59
C.1.2.3	Valorisation	60
C.1.3.	Conclusion.....	60
C.2.	Sous-tâche 1.2 : Champs de vitesses en sections sous influence	61
C.2.1.	Jonctions.....	61
C.2.1.1	Inventaire des paramètres prépondérants dans l'étude des jonctions.....	61
C.2.1.1.1	Angle de la jonction	61
C.2.1.1.2	Nombre de Froude aval.....	61
C.2.1.1.3	Rapport de débits	62
C.2.1.2	Simulation numérique des écoulements à travers une jonction de canaux à surface libre...	62
C.2.2.	Déviations.....	66
C.2.2.1	Validation de la démarche de modélisation	67
C.2.2.1.1	Cas-test 1 : Canal circulaire droit.....	67
C.2.2.1.2	Cas-test 2 : Canal circulaire déviation à 90°	71
C.2.2.1.3	Cas-test 3 : Collecteur ovoïde déviation à 90°	74
C.2.2.2	Résultats pour une déviation	77
C.2.2.2.1	Paramètres utilisés	77
C.2.2.2.2	Déviation de 90°	84
C.2.2.2.3	Déviation de 60° et 30°	93
C.2.3.	Synthèse	95
D.	TACHE 2 : DEMARCHE DE MODELISATION HYDRODYNAMIQUE DES DEVERSOIRS D'ORAGE	97
D.1.	Sous-tâche 2.1 : Estimation du débit déversé pour le cas des déversoirs simples ...	97
D.1.1.1	Avancement de la sous-tâche 2.1.....	97
Maillage et stratégie de modélisation.....		98
D.1.1.2	Elaboration de la relation de déversement	98
D.2.	Sous-tâche 2.2 : Estimation du débit déversé pour le cas des déversoirs complexes	100
D.2.1.	Estimation du débit déversé pour le cas du déversoir complexe « Milan » ...	100
D.2.1.1	Présentation du site	101
D.2.1.2	Exploitation des mesures existantes.....	105
D.2.1.3	Détermination des débits pour chaque simulation	105
D.2.1.4	Résultats des simulations	106
D.2.1.5	Positionnement des capteurs	107
D.2.1.6	Détermination de la loi hauteur débit.....	109
D.2.1.7	Calcul de l'incertitude.....	110
D.2.2.	Application de la méthode de modélisation au déversoir de l'OTHU-Ecully	113
D.2.3.	Synthèse	119
E.	TACHE 3 : CHOIX DE L'EMPLACEMENT DES CAPTEURS.....	121
E.1.	Généralités sur les capteurs	121
E.1.1.	Capteurs à effet Doppler	121

E.1.2.	Cordes de vitesse	122
E.2.	Section sous influence d'une singularité	123
E.2.1.	Aval d'une jonction	123
E.2.2.	Aval d'une déviation	125
E.2.2.1	Mesure à l'aval d'un coude avec un capteur à effet Doppler	125
E.2.2.1.1	Influence de la zone morte	125
E.2.2.1.2	Influence du positionnement	126
E.2.2.1.3	Influence du capteur (propriétés)	127
E.2.2.2	Mesure à l'aval d'un coude avec des cordes	128
E.3.	Cas d'une canalisation complexe	129
E.3.1.	Présentation des stations de jaugeage	129
E.3.1.1	Station de jaugeage « Milan »	129
E.3.1.2	Station de jaugeage « Forst »	130
E.3.2.	Modèle numérique	130
E.3.2.1	La station de jaugeage "Forst"	130
E.3.2.2	La station de jaugeage "Milan"	131
E.4.	Synthèse	133
F.	TACHE 4 : VALORISATION	135
F.1.	Publications et communications à des congrès	135
F.1.1.	Publication dans des revues avec comité de lecture	135
F.1.2.	Publication dans des revues professionnelles	135
F.1.3.	Congrès	135
F.2.	Guides	136
F.3.	Rapport de thèse	137
F.4.	Rapports	137
F.5.	Actions de formation et d'information	137
F.5.1.1	Formation continue	137
F.5.1.2	Journées Techniques consacrée à la débitmétrie	137
F.6.	Site Web	138
G.	CONCLUSION	139
H.	REFERENCES	141
I.	ANNEXES	147
I.1.	Equipes partenaires	149
I.1.1.	Partenaire 1 : E&E - LCPC	149
I.1.2.	Partenaire 2 : INSA de Lyon - LGCIE	149
I.1.3.	Partenaire 3 : IMFS - HU	149
I.1.4.	Partenaire 4 : GEMCEA	149
I.1.5.	Complémentarité	150
I.2.	Modélisations avec le logiciel STAR CCM+	151
I.2.1.	Logiciel	151
I.2.1.1	Le mailleur	151
I.2.1.2	Solveur	153
I.2.1.2.1	Lois de parois	153

I.2.1.2.2	Modèle de turbulence.....	153
I.2.1.2.3	Prise en compte de la surface libre.....	153
I.2.1.3	Post-traitement.....	154
I.2.2.	Étapes d'une simulation CFD.....	155
I.2.2.1	Modélisation géométrique.....	155
I.2.2.2	Modélisation physique.....	155
I.2.2.3	Choix du solveur.....	155
I.2.2.4	Choix du modèle de turbulence.....	155
I.2.2.5	Propriétés du fluide.....	155
I.2.2.6	Conditions aux limites.....	155
I.2.2.7	Conditions initiales.....	156
I.2.2.8	Critères de convergence.....	156
I.2.2.9	Modélisation instationnaire : choix du pas de temps.....	157
I.3.	La journée technique COACHS.....	159
I.3.1.	Le mot de Georges POTTECHER, Directeur Général de HYDREOS.....	159
I.3.2.	Le Flyer de la journée technique.....	160

Liste des Figures

FIGURES B

Figure B-1 : Profil de vitesse induisant une instabilité	26
Figure B-2 : La cascade d'énergie.....	27
Figure B-3 : Champ de vitesses dans le plan transversal : (a) expérience ; (b) modèle $k-\varepsilon$ standard ; (c) modèle $k-\varepsilon$, Speziale et al.(1991)	32
Figure B-4 : Modèles de turbulence	34
Figure B-5 : Comportement universel de la vitesse moyenne en couche limite (Schiestel, 1998).....	36
Figure B-6 : Maillage suivant l'approche Haut-Reynolds (à gauche) et Bas-Reynolds (à droite)	39
Figure B-7 : Pente d'un écoulement à surface libre	39
Figure B-8 : Le dip phenomenon.....	40
Figure B-9 : Courants secondaires du premier type de Prandtl. Song et al. (2012).....	41
Figure B-10 : Lignes de courant pour différentes valeurs d'Ar . Naot et Rodi (1982).....	42
Figure B-11 : Les différents types de courants secondaires	43
Figure B-12 : Structures des courants secondaires dans un canal ouvert. (a) aucune rugosité, (b) k_s sur paroi latérale, (c) k_s sur fond de canal, (d) k_s sur paroi et fond	44

FIGURES C

Figure C-1 : Illustration de l'instrumentation à mettre en place	48
Figure C-2 : Organigramme descriptif du travail effectué pour la méthode d'évaluation du débit à partir de deux hauteurs d'eau	50
Figure C-3 : Canal à surface libre de l'équipe Mécanique des Fluides du Département Mécanique (ICube)	51
Figure C-4 : Exemple de comparaison entre le débit calculé selon la méthode développée (en rouge) et le débit mesuré en laboratoire (en bleu)	52
Figure C-5 : Exemple de résultat obtenu sur le collecteur Milan à Mulhouse.....	53
Figure C-6 : Profilomètre posé dans une canalisation à surface libre	54
Figure C-7 : Organigramme descriptif du travail effectué pour la méthode d'évaluation du débit à partir de la hauteur et de la vitesse	56
Figure C-8 : Exemples d'utilisation de la fonction choisie pour décrire le profil vertical de la vitesse dans un canal à surface libre (Sollic et al., 2013a).....	58
Figure C-9 : Méthode proposée pour le calcul du débit.....	59
Figure C-10 : Discrétisation du domaine de calcul.....	63
Figure C-11 : Différentes zones caractéristiques à l'aval d'une jonction.....	64
Figure C-12 : Champ de vitesses au niveau de la jonction – Mise en évidence de la zone de recirculation - débit branche latérale = 3 l/s et débit branche principale = 1 l/s (vitesse longitudinale maximale autour de 0,2 m/s)	64
Figure C-13 : Emplacement des sections au niveau desquelles les contours de vitesse ont été représentés	65
Figure C-14 : Contour de vitesse en fonction de l'emplacement à l'aval d'une jonction à 90 °. Un débit de 2l/s a été injecté au niveau de chaque branche	66
Figure C-15 : Géométrie étudiée	67
Figure C-16 : Maillage du domaine de calcul.....	68
Figure C-17 : Champ de vitesses dans un plan transversal. $k-\varepsilon$ (à gauche) et SSG (à droite).....	69
Figure C-18 : Iso-contour de vitesse dans un plan transversal. Knight et al. (à gauche) et SSG (à droite).....	69
Figure C-19 : Maillage du domaine de calcul.....	70

Figure C-20 : Iso-contours de vitesse dans un plan transversal. Knight et al. (à gauche) et SSG (à droite).....	70
Figure C-21 : Maillage du domaine de calcul.....	72
Figure C-22 : Champ de vitesses U/U_{max} à l'aval du coude : Larrarte et al. (2000) (à gauche) et SSG (à droite).....	72
Figure C-23 : Vecteurs vitesse : (a) 1 m à l'aval, (b) 10 m à l'aval et (c) 100 m à l'aval.....	73
Figure C-24 : Vecteurs vitesse à 100 m à l'aval du coude.....	73
Figure C-25 : Géométrie du collecteur.....	74
Figure C-26 : Maillage du domaine de calcul.....	74
Figure C-27 : Iso-contours des vitesses - (a) mesurées, (b) calcul Larrarte et al., (c) SSG.....	75
Figure C-28 : Profils transversaux des contraintes de cisaillement - (a) Mesures, (b) SSG.....	75
Figure C-29 : Profils verticaux des vitesses dans le plan médian en $k-\epsilon$ (à gauche) et SSG (à droite).....	76
Figure C-30 : Sections utilisées par l'indice de singularité.....	78
Figure C-31 : Espacements Δy et Δz	79
Figure C-32 : Influence de la résolution sur l'indice de singularité.....	79
Figure C-33 : Indice de singularité pour différentes vitesses en entrée.....	80
Figure C-34 : Sections utilisées pour le calcul de l'erreur relative.....	81
Figure C-35 : Répartition des erreurs relatives dont les valeurs sont supérieures à 30%.....	81
Figure C-36 : Fonction de répartition de l'erreur relative pour l'exemple.....	82
Figure C-37 : Surface utilisée pour le calcul de l'indice My	82
Figure C-38 : Erreur relative sur la vitesse moyenne sur la ligne médiane et surface entière.....	83
Figure C-39 : Géométrie étudiée.....	84
Figure C-40 : Géométrie du coude de 90°	85
Figure C-41 : Répartition de l'erreur pour trois taux de remplissage et une vitesse amont $v = 0,5$ m/s.....	85
Figure C-42 : Répartition de l'erreur à 90 m à l'aval en fonction de la vitesse amont.....	86
Figure C-43 : Evolution de l'indice My pour quatre vitesses d'entrée.....	87
Figure C-44 : Evolution de l'indice My pour trois taux de remplissage.....	89
Figure C-45 : Courants secondaires pour trois taux de remplissage.....	90
Figure C-46 : Contraintes de Reynolds pour trois taux de remplissage.....	91
Figure C-47 : Position de la vitesse moyenne.....	92
Figure C-48 : Géométrie du coude de 60°	93
Figure C-49 : Répartition de l'erreur pour trois taux de remplissage ($v_{entrée} = 0,5$ m/s et coude 60°).....	94
Figure C-50 : Répartition de l'erreur à 90 m à l'aval.....	95

FIGURES D

Figure D-1 : Maillages hexahédrique et tétraédrique utilisés.....	98
Figure D-2 : Evolution de la hauteur d'eau dans la chambre au cours du temps - résultats obtenus en simulant la présence d'un clapet (ou d'une toute autre influence aval) à la sortie de la conduite de trop-plein.....	99
Figure D-3 : Représentation graphique de la relation permettant d'obtenir le débit surversé au niveau d'un trop-plein de poste de relèvement (cas d'une chambre rectangulaire avec une ouverture circulaire dans le mur) – Q_{st} = débit obtenu à partir de la relation de Stauss améliorée ; Q_{tr} = débit obtenu à partir de la relation de Torricelli modifiée (Corbella, 2012).....	99
Figure D-4 : Algorithme de la méthode CFD3D (pour Three-Dimensional Computational Fluid Dynamics).....	101
Figure D-5 : Vue depuis l'amont du déversoir « Milan ».....	101
Figure D-6 : Schéma de la conduite amont et cordes de vitesses.....	102
Figure D-7 : Vue de l'aval du déversoir sur le site de Milan.....	102
Figure D-8 : Schéma de la conduite aval.....	103
Figure D-9 : Géométrie du déversoir (en 2D) – vue de dessus.....	103
Figure D-10 : Maillage des canalisations amont (à gauche) et aval (à droite).....	104

Figure D-11 : Maillage du déversoir (vues de dessus et en coupe transversale).....	104
Figure D-12 : Débit aval en fonction du débit amont lors des déversements.....	105
Figure D-13 : Simulation 1 : lignes de courant.....	106
Figure D-14 : Simulation 2 : surface libre et champ de vitesses.....	107
Figure D-15 : Zone où la hauteur est constante (<1 cm) pour $Q_{\text{déversé}} = 2,3 \text{ m}^3/\text{s}$	107
Figure D-16 : Zone où la hauteur est constante (<1 cm) pour $Q_{\text{déversé}} = 1,2 \text{ m}^3/\text{s}$	108
Figure D-17 : Localisation des capteurs de hauteurs d'eau.....	108
Figure D-18 : Evolution du débit en fonction de la hauteur.....	110
Figure D-19 : Incertitude totale en fonction du débit.....	112
Figure D-20 : Cas 2 : Incertitude totale en fonction du débit.....	112
Figure D-21 : Incertitude totale en fonction du débit.....	113
Figure D-22 : Le déversoir d'orage d'Ecully et le milieu récepteur associé.....	114
Figure D-23 : Vue d'ensemble du domaine de calcul et maillage au niveau de la section d'entrée... ..	115
Figure D-24 : Emplacement des capteurs : H1 : capteur radar hauteur/vitesse ; H2 : capteur piézorésistif de hauteur ; H3 : capteur ultrason ; H4 : capteur vitesse Doppler.....	117
Figure D-25 : Evolution de la ligne d'eau à l'amont du déversoir d'Ecully – on note la présence d'un ressaut à l'entrée du Déversoir d'Orage.....	118
Figure D-26 : Champ de vitesses au niveau de la surface libre et mise en évidence de la présence de vagues au sein du déversoir.....	118
Figure D-27 : Comparaison des courbes de fonctionnement du DO d'Ecully. Les incertitudes relatives sur les valeurs simulées sont de l'ordre de 10% (Lepercq, 2013).....	119

FIGURES E

Figure E-1 : Schéma de mesure d'un capteur ultrasonore.....	121
Figure E-2 : Positionnement des capteurs pour les cordes de vitesse ; Rudelle (2008).....	122
Figure E-3 : Erreurs sur le débit en fonction du positionnement du capteur à l'aval d'une jonction (Mignot et al., 2012).....	125
Figure E-4 : Rapport $U_{\text{cap}}/U_{\text{moy}}$ pour différentes positions et vitesses en amont.....	127
Figure E-5 : Rapport $U_{\text{cap}}/U_{\text{moy}}$ pour 2 capteurs et 2 vitesses en amont.....	128
Figure E-6 : Comparaisons entre a) l'approche proposée et une loi avec coefficients égaux à 1, b) l'approche proposée et la norme internationale ISO 6416:2004. Évaluation de l'écart relatif en fonction du débit en m^3/s	133

FIGURES I

Figure I-1 : Choix des tailles de cellules.....	151
Figure I-2 : Maillage volumique disponible sous STAR CCM+ : (a) polyèdres; (b) tétraèdres et (c) hexaèdres.....	152
Figure I-3 : Une mauvaise 'prism layer' (gauche) et une bonne (droite).....	153
Figure I-4 : Définition de la forme de l'onde.....	154
Figure I-5 : Evolution de la vitesse.....	157

Nomenclature

Ar	coefficient d'aspect $Ar = b / h$	
b	largeur à la surface libre	(m)
$f = F + f'$	approche statistique	
F	composante moyenne de la grandeur f	
f'	fluctuations turbulentes de la grandeur f	
g	gravité	(m.s ⁻²)
h	hauteur d'eau	(m)
I	intensité turbulente	
k	énergie cinétique turbulente	
k_s	rugosité	(m)
κ	constante de Von-Karman	
P	pression	(Pa)
R_h	rayon hydraulique	(m)
S_0	pente d'énergie	(m.m ⁻¹)
u	composante de la vitesse dans la direction x	(m.s ⁻¹)
U_{fs}	vitesse à la surface libre dans la direction x	(m.s ⁻¹)
v	composante de la vitesse dans la direction y	(m.s ⁻¹)
w	composante de la vitesse dans la direction z	(m.s ⁻¹)
U_s	$U_s = \sqrt{v^2 + w^2}$	(m.s ⁻¹)
u_*	vitesse de cisaillement	(m.s ⁻¹)
δ_{ij}	symboles de Kroneker tel que $\delta_{ij} = 1$ si $i = j$, $\delta_{ij} = 0$ si $i \neq j$;	
ξ_{dip}	position verticale du lieu de vitesse longitudinale maximale sur un profil	
ρ	masse volumique	(kg.m ⁻³)
μ	viscosité cinématique	(kg.m ⁻³ .s ⁻¹)
ν	viscosité dynamique	(m ² .s ⁻¹)
ν_t	eddy viscosity	
τ_p	cisaillement pariétal	(Pa)
$\xi = \frac{z}{h}$	distance relative depuis le radier	
$R_{e*} = \frac{u_* k_s}{\nu}$	Nombre de Reynolds de rugosité	
$R_e = \frac{UR_h}{\nu}$	Nombre de Reynolds	
$\overline{u_i u_j}$	Composante du tenseur de Reynolds	

REPONSES APPORTEES PAR LES PARTENAIRES AUX OBSERVATIONS DES EVALUATEURS

Pour chaque observation listée ci-après, précisez la réponse apportée par les partenaires du projet et, le cas échéant, les corrections opérées dans le rapport.

1 - Observations générales

· La synthèse finale aurait peut-être mérité d'être davantage étoffée, en particulier en ce qui concerne les limites des résultats obtenus.

Réponse

Nous avons amendé le rapport pour expliciter les résultats obtenus ainsi que leurs limites. Il convient de noter que le rapport a été complété par 4 guides techniques qui synthétisent les résultats obtenus et leurs implications pratiques, notamment en termes d'incertitudes.

· Les performances et incertitudes de mesure des instruments actuellement trouvés dans le commerce auraient sans doute pu être évoquées, en faisant l'objet, par exemple, d'une annexe technique dans le cadre de ce travail de recherche.

Réponse

Cette remarque met le doigt sur la problématique des caractéristiques techniques des capteurs disponibles sur le marché. Le niveau d'information fourni à l'acheteur reste malheureusement assez hétérogène quand à ce qui concerne le capteur lui-même. Quant à l'incertitude, tout l'enjeu de COACHS est de montrer qu'elle n'est pas intrinsèque au capteur mais résulte de l'adéquation entre capteur et site. Les (rares) préconisations des constructeurs dans ce domaine ne correspondent pas à des garanties de performances en termes d'incertitudes (et ne sont d'ailleurs pas présentées comme telles).

· L'expérience montre que les modèles numériques type CFD sont très sensibles à des paramètres de modélisation, notamment aux choix de discrétisation spatiale et temporelle. Les auteurs mentionnent ces points à plusieurs reprises. L'ensemble des incertitudes liées à ces paramètres est-il suffisamment maîtrisé pour permettre le développement d'un outil opérationnel de prédiction, utilisable par les gestionnaires ?

Réponse :

La modélisation CFD reste affaire de spécialistes, le propos est d'inciter les gestionnaires à commander ce genre d'étude lorsque cela est justifié et dans ce cas les sensibiliser aux questions d'incertitudes de discrétisation, et à formuler des préconisations ad hoc dans leur CCTP.

Dans le cadre du projet COACHS les équipes impliquées ont effectué des analyses de sensibilité tant au niveau de la discrétisation spatiale que temporelle.

· Le document fait référence à un lien (<http://www.gemcea.org/projets/coachs>) qui ne contient aucun document. Les documents présentés sont toutefois accessibles à l'adresse <http://hydraulique-des-reseaux.engees.eu>.

Réponse :

Le lien a été réactualisé en début d'année il est donc possible que le relecteur aie cherché à y accéder lorsque l'accès était momentanément indisponible. Le site est valide et contient, outre le déroulé du projet, la liste des productions et surtout l'accès aux 4 guides techniques.

2 - Remarques particulières

Sur la partie C « Modélisation hydrodynamique générique »

· Cette partie traite de la modélisation hydrodynamique afin de générer une bibliothèque de champs de vitesses et de hauteurs dans des sections courantes (circulaires, ovoïdes et rectangulaires) et sous influence d'une singularité. Elle aborde la possibilité de calculer le débit par la mesure de deux hauteurs d'eau situées en amont et en aval d'un bief de collecteur rectiligne sans apport latéral. La complexité des écoulements non uniformes limite la possibilité d'utilisation des équations aux modèles de courbe de remous et à l'utilisation du modèle de Barré de Saint-Venant. Ces deux méthodes ont été testées en laboratoire et en collecteur d'assainissement avec un certain succès. Il est juste dommage que les exigences en matière d'incertitude de mesure de hauteur d'eau ne soient pas fournies. En effet, dans les conditions difficiles de travail en réseau d'assainissement, l'incertitude est au mieux de l'ordre de ± 1 cm, ce qu'il faudrait traduire en matière d'incertitude du débit ainsi calculé.

Réponse

Cette incertitude de +/- 1 cm est l'incertitude de mesure sur la hauteur d'eau qui a été prise en compte pour évaluer l'incertitude sur le débit Le guide technique N°2 a été revu pour détailler de manière plus explicite cette problématique des incertitudes sur les mesures de hauteur.

· Le calcul de débit par mesure de hauteur d'eau et de vitesse est également évalué. Il est validé par rapport à des mesures de laboratoire et de terrain. D'une manière pratique, le type de capteur de vitesse utilisé (vitesse moyenne, vitesse pondérée, vitesse maximale, profil de vitesse) aurait mérité d'être abordé en relation avec les produits fournis sur le marché.

Réponse

Le type de capteur auquel la partie C.1.2 fait référence est un profilomètre. Ce dispositif, qui mesure un profil de vitesse dans un cône de mesure, est disponible sur le marché.

· Si l'approche générique apparaît opérationnelle, on peut s'interroger sur la manière dont le praticien non expert en mécanique des fluides pourra se l'approprier : quel investissement ? quelles compétences ? aucune "loi" (ou abaque) ne sera-t-elle exploitable en pratique de manière simple ?

· Il n'est pas possible aujourd'hui, à la seule lecture des résultats, de tirer des conclusions opérationnelles sur la manière dont les mesures faites dans la zone de transition pourraient être corrigées (ou pour estimer l'erreur qu'elles engendrent, même de manière

conservative). On ne dispose pas à ce jour « d'une bibliothèque de champs de vitesses pour les différentes perturbations engendrées par les ouvrages considérés ».

Réponse

En fait les seuls résultats véritablement génériques concernent les surverses de poste de relèvement (PR). Ce n'était pas explicitement prévu au départ, mais ces sont des résultats opérationnels très intéressants, qui demandent néanmoins une bonne compétence hydraulique pour identifier le(s) mode(s) de fonctionnement de l'ouvrage à l'aide d'un logiciel libre téléchargeable. Il est envisagé qu'une formation spécifique sur ce sujet soit organisée par GEMCEA. Pour les autres cas de figure (coude, confluence) la modélisation générique n'a pas pu être poussée aussi loin que souhaitée, mais donnée des indications générales. Cela nous amène à souligner la question des temps de calcul. En effet, les phases de validation mais aussi les études détaillées nécessitent des temps de calcul qui peuvent être de plusieurs jours voire plusieurs semaines par configuration, limitant ainsi directement le nombre de cas qu'il est possible d'effectuer.

Ainsi :

- s'il est illusoire de vouloir s'affranchir complètement des singularités dans le cadre de l'assainissement, leur impact en termes d'incertitude reste finalement relativement limité,
- il est de bonne pratique de vérifier ce qu'il en est des résultats que donne un capteur donné dans un contexte donné. La mesure par dilution semble assez adaptée à cet type de vérifications comme cela est rappelé dans le guide technique n°4.
- certaines technologies sont intrinsèquement plus robustes vis-à-vis des questions d'échantillonnage, mais ce sont les plus onéreuses et elles ne conviennent pas à toutes les applications.

Sur la partie D « Démarche de modélisation hydrodynamique des déversoirs d'orage »

Le travail produit est conséquent, et conduit avec une grande rigueur. Il montre la réelle complexité du problème traité. L'approche mise en œuvre est validée et les incertitudes d'évaluation des débits sont acceptables. Le handicap majeur de la méthode est qu'elle requiert une réelle expertise en mécanique des fluides. Est-il possible de la transférer de manière opérationnelle en pratique courante ? A quel coût ? Répondre à ces questions, même de manière simplifiée, aurait été un « plus ».

Réponse

La difficulté principale de la méthode réside en effet dans la nécessité de mettre en œuvre une expertise en mécanique des fluides numérique pour pouvoir obtenir la loi hauteur – débit d'un déversoir d'orage. La seule transposition opérationnelle directe serait la rédaction d'un CCTP type de ce genre d'étude, mais sort nettement du cadre du projet COACHS. Il est ici intéressant de préciser les ordres de grandeurs, un capteur de type débitmètre avec toute sa connectique coûte moins de 10000 euros soit moins qu'un système par temps de transit (disons 12000 euros) mais le coût d'un point de mesure c'est le matériel mais aussi son installation, son étalonnage, sa maintenance. L'étude numérique d'un ouvrage simple est de l'ordre de 15000 euros mais ce coût peut être multiplier par 4 et plus pour des ouvrages complexes.

· Les niveaux de précision des erreurs fournies à divers endroits du rapport (e.g. figure D-21) nous invitent à nous demander si, compte-tenu des nombreuses incertitudes d'un modèle CFD, il ne serait pas plus approprié d'arrondir ces erreurs à des valeurs entières plus « grossières » afin que le lecteur reste averti des limites de ces résultats en matière de précision de prédiction.

Réponse

Nous avons revu cela. Au-delà de cette question de forme, il convient de réfléchir à l'usage des résultats. Faut-il les corriger ou non, et pourquoi. Nous avons précisé cela dans les guides méthodologies.

Sur la partie E « Choix de l'emplacement des capteurs »

· Cette partie montre que le bon positionnement des capteurs de vitesse peut considérablement améliorer la représentation spatiale des mesures. Comme certains retours d'expérience le soulignent, on peut s'interroger sur la représentativité des vitesses mesurées par un débitmètre à effet Doppler dans un collecteur de grande section. L'expérience de certains gestionnaires de réseaux d'assainissement montre qu'au delà d'un mètre de hauteur d'eau, la mesure devient moins représentative.

· En aval d'une confluence, il est montré que le débitmètre doit être implanté à une distance estimée à 8 fois la largeur de l'écoulement, ce qui n'est pas une exigence évidente à respecter dans les conditions réelles d'un réseau d'assainissement.

Réponse

En effet l'une des limitations les plus importantes à la mise en œuvre de la métrologie reste, et restera sans doute encore longtemps, que les réseaux sont des ouvrages extrêmement complexes et que les contraintes d'accès, de sécurité, de gestion sont malheureusement parfois difficile à concilier avec les pré-requis nécessaires à la mise en œuvre de pratique métrologique. Ceci dit l'essentiel est de connaître les incertitudes, pas nécessairement de les réduire, et les valeurs obtenues dans le cadre de ce travail restent somme toute raisonnables et compatible avec l'utilisation qui est faite des résultats.

· Le rapport souligne que la technique de mesure de vitesse par cordes donne de bons résultats en aval de singularités. Cette méthode semble être donc à privilégier.

Réponse

Une corde a la particularité de fournir un échantillonnage sur une horizontale et cela permet en effet de mieux prendre en considération la perturbation du champ de vitesse par la singularité. Comme de surcroit est préconiser d'utiliser plusieurs cordes, cela permet de prendre en compte les variations de hauteurs d'eau et de débits associés. Les modélisations génériques ont montré que les cordes offrent une solution technique intéressante pour mesurer le débit à l'aval d'une singularité mais il convient de rappeler que ces matériels ne sont pas utilisables dans tous les cas (coût élevé qui limite l'usage des cordes aux points permanents, sensibilité aux bulles, ...).

· Cette ultime partie du rapport s'achève de manière un peu brutale sur des comparaisons de simulations : une synthèse recensant les conclusions majeures devant être retenues aurait été appréciée.

Réponse

Nous avons amendé le rapport en reprenant les principaux acquis et limitations du projet.

A. INTRODUCTION GENERALE

L'instrumentation intégrée (le mot « intégré » signifie ici la chaîne complète de l'instrumentation : du choix du capteur à l'exploitation des données en passant par le choix de l'emplacement des capteurs, l'interprétation des signaux fournis par ces derniers, l'estimation des incertitudes, la validation des données, *etc.*) à l'échelle d'un réseau d'assainissement est essentiellement suscitée par la réglementation. Celle-ci impose une modification du milieu technique existant et, de fait, exige l'introduction de nouveaux dispositifs techniques.

Reprenant la notion du coach, ce projet se nomme COACHS qui est l'acronyme de « COmputations and their Applications in Channel Hydraulics for Sewers » ou plus explicitement en français le projet porte sur des Modélisations et leurs applications à l'hydraulique des réseaux d'assainissement.

L'objectif fondamental du projet COACHS était de contribuer au déploiement de systèmes d'instrumentation intégrée permettant une surveillance en continu et en temps réel des rejets responsables de la dégradation de l'environnement. Le projet proposé voulait apporter des réponses concrètes aux questions suivantes :

- Peut-on définir des paramètres adimensionnels caractéristiques des écoulements pour transposer à un site réel une modélisation générique ?
- Quel emplacement faut-il choisir pour mesurer le débit lorsque l'écoulement est sous l'influence d'une singularité ?
- Comment mettre en place une instrumentation intégrée au niveau d'un déversoir d'orage ?
- Comment interpréter les données de débit et comment les valider ?

Pour cela, le projet COACHS a été structuré en 5 tâches au total sachant que la tâche 0 concerne la coordination du projet. Les tâches 1 à 3 permettront d'améliorer la connaissance des débits dans les réseaux d'assainissement. La tâche 4 concerne la valorisation. Elle comporte : i) la publication d'articles, ii) l'organisation de journées techniques destinées à informer les professionnels des résultats du projet, iii) la production d'un guide méthodologique. L'ensemble de ces tâches permettra de :

- Acquérir des savoirs fondamentaux sur les écoulements à surface libre à proximité de certaines singularités tels que les coudes et sur l'influence de ces singularités sur l'hydrodynamique.
- Définir les options numériques (densité du maillage, schémas numériques, modèle de turbulence, modèle de capture de la surface libre, processus de convergence...) nécessaires à une modélisation fiable des écoulements turbulents tridimensionnels à surface libre à proximité des singularités.
- Réaliser un guide méthodologique à l'attention des professionnels et des maîtres d'ouvrages, et disponible sur le site internet du partenaire 4.

Ce rapport présente les travaux effectués dans le cadre de ce projet. Après une introduction (partie A), nous rappelons dans la partie B les notions de mécanique des fluides utiles à la lecture des parties C à E qui détaillent les travaux des tâches 1 à 3. Dans la partie F nous listons les actions de valorisation (tâche 4) effectuées avant de conclure dans la partie G.

B. RAPPEL DE NOTIONS UTILES

B.1. Principes fondamentaux de la mécanique des fluides

Ce chapitre traite des concepts fondamentaux de la mécanique des fluides régissant les écoulements en canaux. Dans un premier temps nous présentons les équations régissant le mouvement des fluides newtoniens : les équations de Navier-Stokes. Dans un second temps, nous développons la notion de turbulence et ses modélisations puis les principales notions sur les écoulements à surface libre.

B.1.1. Equations générales

Les équations de Navier-Stokes forment un modèle mathématique issu des lois de conservation de la masse et de conservation de la quantité de mouvement appliquées à un volume fluide. Ces dernières décrivent les écoulements tridimensionnels et peuvent être appliquées au cas d'un fluide newtonien.

B.1.1.1 Conservation de la masse

Le principe fondamental de la mécanique des milieux continus stipule qu' « au cours du temps, la masse du fluide est conservée à l'intérieur d'un volume de fluide ». Cette loi de conservation s'écrit dans le cas général :

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial \rho u_i}{\partial x_i} = 0 \quad \text{Eq B-1}$$

avec $\rho(x,y,z,t)$ la masse volumique du fluide au point (x,y,z) à l'instant t et $u_i(x,y,z,t)$ les composantes en coordonnées cartésiennes de la vitesse au même point et au même instant. Par souci de clarté, nous considérons dans ce rapport que x est la direction de l'écoulement, y et z sont les directions dans le plan transversal.

B.1.1.2 Conservation de la quantité de mouvement

L'équation de conservation de la quantité de mouvement s'écrit :

$$\frac{\partial \rho u_i}{\partial t} + \frac{\partial (\rho u_i u_j)}{\partial x_j} = - \frac{\partial P}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j} (\tau_{ij}) + \rho F_i \quad \text{Eq B-2}$$

où F_i désigne la résultante des forces extérieures s'exerçant sur le fluide dont la pesanteur et τ_{ij} est le tenseur des vitesses de déformations encore appelé tenseur des contraintes de cisaillement. τ_{ij} vaut par définition :

$$\tau_{ij} = \mu \left[\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right] \quad \text{Eq B-3}$$

avec μ le coefficient de viscosité dynamique considéré constant dans notre cas.

L'exploitation du modèle complet de Navier-Stokes pose un certain nombre de problèmes qui rendent sa résolution délicate. C'est pourquoi, l'application d'hypothèses simplificatrices qui en limite l'usage à des situations particulières est nécessaire dans le cas pratique.

B.1.2. Cas d'un écoulement incompressible soumis à son propre poids

Dans le cadre de notre étude, nous prendrons le cas d'un fluide réel incompressible dans le seul champ de la pesanteur. Ce dernier est défini comme un fluide dont la masse volumique est constante par rapport au temps et à l'espace. Le caractère d'incompressibilité se traduit par une masse volumique constante. L'équation de conservation de la masse (B-1) se simplifie donc en :

$$\frac{\partial u_i}{\partial x_i} = 0 \quad \text{Eq B-4}$$

L'équation de conservation de la quantité de mouvement (B-2) se réduit à :

$$\rho \left(\frac{\partial u_i}{\partial t} + \frac{\partial (u_i u_j)}{\partial x_j} \right) = - \frac{\partial p}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j} (\tau_{ij}) + \rho g_i \quad \text{Eq B-5}$$

avec g l'accélération de la pesanteur dirigée vers le centre de la terre localement.

La recherche de solutions du modèle de Navier-Stokes en fluide incompressible pose des questions fondamentales telles que l'existence ou l'unicité de la solution.

B.1.3. Mise en évidence des lois de similitudes

Une démarche largement répandue en mécanique des fluides vise à simplifier les modèles en ne retenant dans les équations que les seuls termes prépondérants. La démarche repose sur une écriture adimensionnelle permettant de faire apparaître des nombres caractéristiques. Ces derniers sont définis en référence à des échelles. Chaque échelle a donc une grandeur adimensionnelle qui lui est associée, le Tableau B-1 les liste.

Tableau B-1 : Échelles et grandeurs adimensionnelles associées

Grandeur	Longueur	Vitesse	Pression	Temps
Échelle	L	u	P	u/L
Grandeur adimensionnelle associée	$x_i^* = x_i / L$	$u_i^* = u_i / u$	$P_i^* = P_i / P$	$t_i^* = tu / L$

En introduisant ces grandeurs adimensionnelles, les équations (B-4) et (B-5) s'écrivent :

$$\frac{u}{L} \frac{\partial u_i^*}{\partial x_i^*} = 0 \quad \text{Eq B-6}$$

$$\rho \frac{u^2}{L} \left(\frac{\partial u_i^*}{\partial t^*} + u_j^* \frac{\partial (u_i^*)}{\partial x_j^*} \right) = - \frac{P}{L} \frac{\partial p^*}{\partial x_i^*} + \frac{u^2}{L} \frac{\partial}{\partial x_j^*} (\tau_{ij}) + \rho g_i \quad \text{Eq B-7}$$

Avec

$$\tau_{ij}^* = \mu \left[\frac{\partial u_i^*}{\partial x_j^*} + \frac{\partial u_j^*}{\partial x_i^*} \right] \quad \text{Eq B-8}$$

En divisant l'équation (B-7) par $\rho u^2/L$, on obtient :

$$\underbrace{\left(\frac{\partial u_i^*}{\partial t^*} + u_j^* \frac{\partial u_i^*}{\partial x_j^*} \right)}_1 = - \frac{\rho}{Lu^2} \underbrace{\frac{\partial p^*}{\partial x_i^*}}_2 + \frac{\mu}{\rho u L} \underbrace{\frac{\partial}{\partial x_j^*} (\tau_{ij}^*)}_3 + \frac{Lg}{u^2} \underbrace{\frac{g_i}{g}}_4 \quad \text{Eq B-9}$$

Les termes 1, 2, 3 et 4 sont sans dimension. Les termes les multipliant sont donc aussi sans dimension. Ainsi, trois nombres apparaissent par l'adimensionnalisation :

- $\frac{P}{\rho u^2}$ est le nombre d'Euler Eu ;
- $\frac{\mu}{\rho u L}$ est l'inverse du nombre de Reynolds Re , il représente le rapport des forces d'inertie sur les forces de viscosité. Il permet de distinguer un écoulement laminaire d'un écoulement turbulent. Par la suite, nous nous en tiendrons aux seules situations où le nombre de Reynolds est élevé, mention que nous ne reprendrons plus dans la suite ;
- $\frac{Lg}{u^2}$ est l'inverse du nombre de Froude au carré Fr^2 , ce dernier représente le rapport des forces d'inertie sur les forces de pesanteur.

Ce traitement permet d'avoir recours à l'expérience (essais sur maquettes). Ainsi, un utilisateur souhaitant réaliser un essai sur une maquette à échelle réduite se doit de respecter la similitude de l'écoulement. Si deux écoulements sont mis en mouvement dans des échelles différentes mais telles que les nombres adimensionnels sont les mêmes, alors, ils sont régis par les mêmes équations adimensionnelles.

Nous avons mené une étude bibliographique sur les éventuels nombres adimensionnels pouvant être reliés aux écoulements à surface libre soumis à une courbure.

La Figure B-1 présente une conduite circulaire soumise à une courbure.

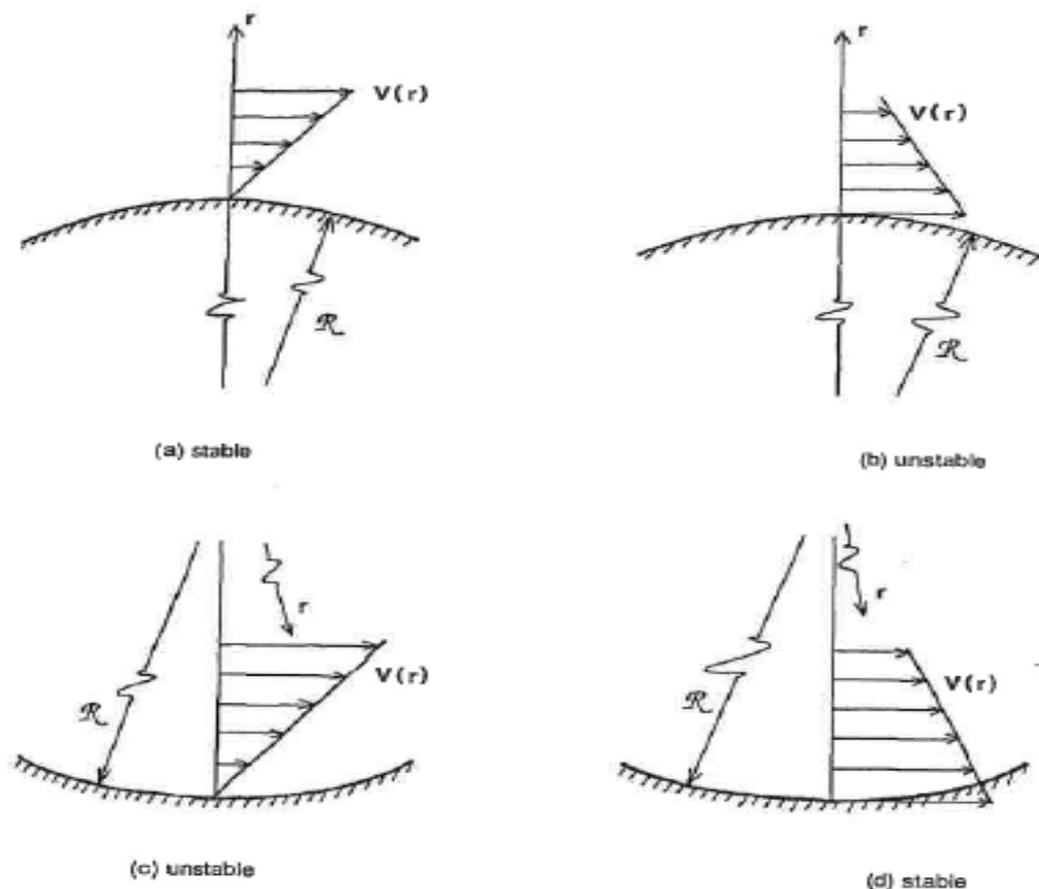


Figure B-1 : Profil de vitesse induisant une instabilité

L'écoulement est soumis à des forces centrifuges créant dans certains cas des instabilités. Soit r le rayon de courbure et V_θ la vitesse angulaire, la condition nécessaire à l'apparition de ces instabilités est le critère de Rayleigh qui s'écrit :

$$\frac{d(rV_\theta)^2}{dr} < 0 \quad \text{Eq B-10}$$

Saric (1994) a distingué trois types d'instabilités dont celles de Dean qui apparaissent dans le cas des conduites en charge et celle de Görtler qui apparaît dans les écoulements à surface libre.

En pratique il n'a pas été possible de trouver comment prendre en compte la notion d'instabilité de Görtler pour nos cas d'étude.

B.2. Turbulence

La turbulence se manifeste par un écoulement désordonné, sa modélisation relève donc d'un grand défi. Selon la théorie de Kolmogorov (1941), un écoulement turbulent est composé de structures tourbillonnaires dont les tailles sont réparties de façon continue sur une plage

d'échelles de longueur. Cette échelle est bornée supérieurement par la géométrie de l'écoulement (L), et inférieurement par l'échelle de Kolmogorov (l_k). Cette dernière échelle est le lieu où l'énergie initialement donnée au fluide se dissipe en chaleur. On parle plus communément de cascade d'énergie : le passage des grands tourbillons générés par l'écoulement en tourbillons plus petits permet un transfert d'énergie des grandes échelles vers les petites échelles. Le transfert est lui-même dissipatif, c'est-à-dire qu'il entraîne une dissipation d'énergie. La Figure B-2 présente le spectre d'énergie avec en abscisse k le nombre d'onde dont la dimension est l'inverse d'une échelle de longueur (m^{-1}) et en ordonnée l'énergie $E(J)$.

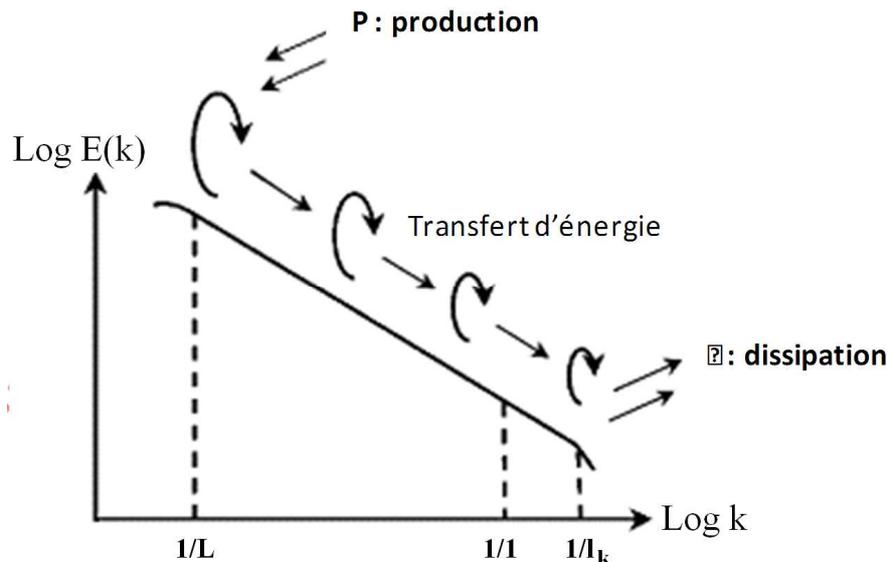


Figure B-2 : La cascade d'énergie

De nos jours, trois principales approches de la modélisation des écoulements turbulents existent : la simulation numérique directe ou DNS (*Direct Numerical Simulation*), la simulation des grandes échelles ou LES (*Large Eddy Simulation*) et la modélisation statistique ou RANS (*Reynolds Averaged Navier-Stokes*).

La DNS consiste à résoudre explicitement toutes les échelles de la turbulence en résolvant numériquement les équations de Navier-Stokes. Le champ tridimensionnel et instationnaire obtenu décrit de façon précise l'agitation turbulente car aucune modélisation n'est faite. Ce type de simulation fournit des informations précises concernant l'écoulement : topologie, champs moyens, statistiques de la turbulence, fréquences caractéristiques, *etc.*. Une estimation du rapport entre l'échelle de Kolmogorov et les grandes échelles montre que le nombre de points dans chaque direction est de l'ordre de $Re^{3/4}$ d'après Pope (2000). La turbulence étant tridimensionnelle, il faudrait élever ce rapport à la puissance 3. Dans la plupart des écoulements rencontrés dans la vie quotidienne, le Nombre de Reynolds est typiquement de l'ordre de plusieurs milliers voire millions, ceci rend la DNS hors de portée des numériciens compte tenu de la puissance des machines actuelles. La DNS reste un outil appliqué dans la recherche fondamentale pour des écoulements à faible Nombre de Reynolds.

La LES ou simulation des grandes échelles résout les équations filtrées de Navier-Stokes : seules les structures tourbillonnaires des grandes échelles (L) sont calculées explicitement. Les petites échelles (l_k) sont quant à elles modélisées. On cherche donc à calculer la

composante dite de grande échelle L (soit de petit nombre d'onde). Cette composante est obtenue par l'application d'un filtre spatial passe-bas.

La modélisation statistique ou RANS englobe toutes les échelles de la turbulence (contrairement à la LES qui ne concerne qu'une partie seulement du mouvement turbulent). Elle passe par une décomposition proposée par Reynolds à la fin du XIX^{ème} siècle où toute variable peut être définie par une partie moyenne et une partie fluctuante. Un calcul RANS ne fournit comme information que les champs moyens en un point. Il reste tout de même le type d'approche le plus utilisé à l'heure actuelle du fait de son faible coût pour des écoulements à grand Nombre de Reynolds. Nous utiliserons donc cette approche.

B.2.1. Modélisation RANS

Cette description statistique de la turbulence considère que toute variable f peut être décomposée en une partie moyenne F et une partie fluctuante f' :

$$f = F + f' \quad \text{Eq B-11}$$

L'introduction de cette décomposition dans les équations instantanées de Navier-Stokes permet d'obtenir les équations RANS (*Reynolds-Averaged Navier-Stokes equations*) :

$$\frac{\partial U_i}{\partial x_i} = 0 \quad \text{Eq B-12}$$

$$\frac{\partial U_i}{\partial t} + U_j \frac{\partial U_i}{\partial x_j} = - \frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j} (\nu \frac{\partial U_i}{\partial x_j} - \overline{u'_i u'_j}) + g_i \quad \text{Eq B-13}$$

Du fait de la non-linéarité des équations de Navier-Stokes, de nouvelles variables apparaissent : les contraintes de Reynolds $\overline{u'_i u'_j}$. Ces dernières représentent l'influence des fluctuations turbulentes sur l'écoulement moyen.

On se retrouve avec un problème de fermeture : il y a plus d'inconnues que d'équations. En effet, nous ne disposons que de 4 équations (une pour la conservation de la masse et trois pour la quantité de mouvement) pour 10 inconnues ($U, V, W, P, \overline{u'u'}, \overline{v'v'}, \overline{w'w'}, \overline{u'v'}, \overline{u'w'}, \overline{v'w'}$). Il faut donc d'autres équations ou relations afin de clore le système. Cette fermeture des équations passe par des modèles de turbulence faisant des hypothèses sur les contraintes de Reynolds $\overline{u'_i u'_j}$.

B.2.2. Modélisation de la turbulence

Plusieurs approches ont été explorées pour la résolution des équations (B-1) et (B-2) au début du XX^{ème} siècle. La plupart des scientifiques assumaient que le tenseur des contraintes de Reynolds était relié linéairement aux gradients des grandeurs moyennes.

Une autre approche est présentée par Chou en 1940 (cité par Cou et Chou, 1995) dans le *Chinese Journal of Physics* dans lequel il explique que considérer uniquement les grandeurs

moyennes n'était pas suffisant : les grandeurs fluctuantes sont tout aussi importantes. Chou obtient les équations du tenseur de Reynolds $\overline{u'_i u'_j}$:

$$\begin{aligned} \frac{\partial \overline{u'_i u'_j}}{\partial t} + \underbrace{\frac{\partial (\overline{u'_i u'_j} U_k)}{\partial x_k}}_{C_{ij}} = & - \underbrace{\left(\overline{u'_i u'_k} \frac{\partial U_j}{\partial x_k} + \overline{u'_j u'_k} \frac{\partial U_i}{\partial x_k} \right)}_{P_{ij}} - \underbrace{2\nu \frac{\partial u'_i}{\partial x_k} \frac{\partial u'_j}{\partial x_k}}_{\varepsilon_{ij}} \\ & - \underbrace{\frac{1}{\rho} \left(\overline{u'_i \left(\frac{\partial p}{\partial x_j} \right)} + \overline{u'_j \left(\frac{\partial p}{\partial x_i} \right)} \right)}_{\phi_{ij}} - \underbrace{\frac{\partial \overline{u'_i u'_j u'_k}}{\partial x_k}}_{d_{ij}} + \underbrace{\nu \frac{\partial^2 \overline{u'_i u'_j}}{\partial^2 x_k}}_{D_{ij}} \end{aligned} \quad \text{Eq B-14}$$

Dans l'équation (B-14), C_{ij} représente les termes d'advection du tenseur de Reynolds, P_{ij} celui de production et D_{ij} celui de diffusion moléculaire ; ils sont explicitement exprimés en fonction de $\overline{u'_i u'_j}$ et u_i , ils ne nécessitent donc pas de modélisation. Les termes de dissipation ε_{ij} , de diffusion turbulente d_{ij} et de redistribution Φ_{ij} sont exprimés respectivement en

fonction de $\frac{\partial u'_i}{\partial x_k} \frac{\partial u'_j}{\partial x_k}$, $\overline{u'_i u'_j u'_k}$ et $u'_j \left(\frac{\partial p}{\partial x_i} \right)$. Or ces dernières sont des inconnues. En effet,

l'écriture a introduit 6 nouvelles équations et 34 nouvelles inconnues : $\overline{u'_i u'_j u'_k}$, $\frac{\partial u'_i}{\partial x_k} \frac{\partial u'_j}{\partial x_k}$ et $u'_j \left(\frac{\partial p}{\partial x_i} \right)$. Le problème demeure toujours ouvert. On pourrait écrire des

équations pour ces nouvelles variables mais le problème resterait toujours ouvert car on introduit à chaque étape des inconnues supplémentaires. Il faut donc fermer le problème en introduisant des modèles pour les inconnues supplémentaires.

On distingue généralement deux classes de modélisation des RANS :

- Les modèles du premier ordre ou modèles à viscosité turbulente
- Les modèles du second ordre.

B.2.2.1 Modélisation au premier ordre (first moment closure ou eddy viscosity modeling)

La modélisation au premier ordre consiste à obtenir les champs à l'ordre 1 soit les variables U, V, W et P.

On résout pour cela les équations (B-4) et (B-5). Le tenseur de Reynolds $\overline{u'_i u'_j}$ est ensuite exprimé en fonction des variables calculées (U, V, W et P) grâce à l'hypothèse dite de Boussinesq (1877). Cette dernière correspond à une relation entre le tenseur des contraintes de Reynolds $\overline{u'_i u'_j}$ et le tenseur de déformation de la vitesse moyenne $\overline{S_{ij}} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial U_i}{\partial x_j} + \frac{\partial U_j}{\partial x_i} \right)$.

Cette relation s'écrit :

$$\overline{u'_i u'_j} = \frac{2}{3} k \delta_{ij} - 2 \nu_t \overline{S_{ij}} \quad \text{Eq B-15}$$

où δ_{ij} représente le symbole de Kronecker et $k = \frac{1}{2} \overline{u'_i u'_i}$ l'énergie cinétique turbulente.

La relation (B-15) introduit le concept de viscosité turbulente (eddy viscosity) ν_t . Cependant ce modèle ne dit pas comment calculer ν_t , qui varie fortement au sein d'un écoulement dans le temps et dans l'espace et d'un écoulement à l'autre. Il existe plusieurs manières de l'évaluer : soit directement par une formule, soit en faisant intervenir des équations en plus.

On définit donc comme modèle du premier ordre à n-équations, un modèle faisant intervenir n équations en plus des équations de Navier-Stokes moyennées. Il existe des modèles à zéro, une ou deux équations.

B.2.2.1.1 Modèle à 0 équation (longueur de mélange)

Prandtl introduit le concept de longueur de mélange, qui permet d'évaluer la viscosité turbulente. Il écrit cette dernière sous la forme :

$$\nu_t = l_m^2 \sqrt{2 \overline{S_{ij} S_{ij}}} \quad \text{Eq B-16}$$

où l_m désigne la longueur de mélange. Cette longueur représente l'échelle de longueur des grandes structures turbulentes. Ce concept de longueur de mélange a fait ses preuves dans les écoulements cisailés libres (jets, couches de mélange...). Cependant, il nécessite de prescrire la valeur de l_m , la seule inconnue du problème. Elle est déterminée de manière empirique sur certains types d'écoulements. Ainsi par exemple, pour un écoulement à surface libre en conduite circulaire, l_m s'exprime par la relation empirique de Nikuradse :

$$\frac{l_m}{h} = 0,14 - 0,08(1-\xi)^2 - 0,06(1-\xi)^4 \quad \text{Eq B-17}$$

où $\xi = \frac{z}{h}$ est le rapport de la distance à la paroi z et la hauteur d'eau h.

B.2.2.1.2 Modèle à 1 équation

Le seul modèle utilisé est celui de Spalart-Allmaras (1994). Ce dernier raffine la description en introduisant une équation supplémentaire pour la viscosité cinématique turbulente : son équation de transport. Ce modèle met en jeu des fonctions compliquées que nous ne détaillerons pas. Les fonctions sont introduites en particulier pour que le modèle soit valide en région de proche paroi.

Cependant, ce modèle est trop simple (une seule équation) pour être valable pour une large gamme d'écoulements. Par exemple, il donne de très mauvaises prédictions pour les écoulements de type jets avec une surestimation du taux d'expansion de plus de 40% d'après Wilcox (1988). C'est pourquoi ce modèle n'est presque pas utilisé et a vite été supplanté par ceux de la catégorie suivante.

B.2.2.1.3 Modèle à 2 équations

Dans les modèles à deux équations, la viscosité turbulente ν_t est exprimée en fonction de deux quantités telles que l'énergie cinétique k et la dissipation ε , ou l'énergie cinétique k et la fréquence caractéristique de la turbulence ω . Des équations de transport pour ces deux quantités complètent le modèle. L'écriture de ces équations introduit de nombreuses constantes. Les efforts de modélisation ont non-seulement porté sur les équations de transport mais aussi sur la détermination des ces constantes par diverses expériences.

Modèles k- ε

L'idée du modèle k- ε est que l'on peut relier ces deux variables à la viscosité turbulente par :

$$\nu_t = C_\mu \frac{k^2}{\varepsilon} \quad \text{Eq B-18}$$

où C_μ est une constante adimensionnelle déterminée expérimentalement. Elle est proche de 0,09.

Le principal défaut du k- ε Standard est une prédiction de la composante normale du tenseur de Reynolds $\overline{u^2}$ négative et donc son incapacité à reproduire les écoulements secondaires dus à l'anisotropie. Par exemple, dans un écoulement en conduite à section carrée, un calcul avec le modèle classique de k- ε ne fait apparaître aucun tourbillon (Figure B-3) alors qu'un modèle amélioré fait apparaître les tourbillons secondaires d'après Speziale (1998).

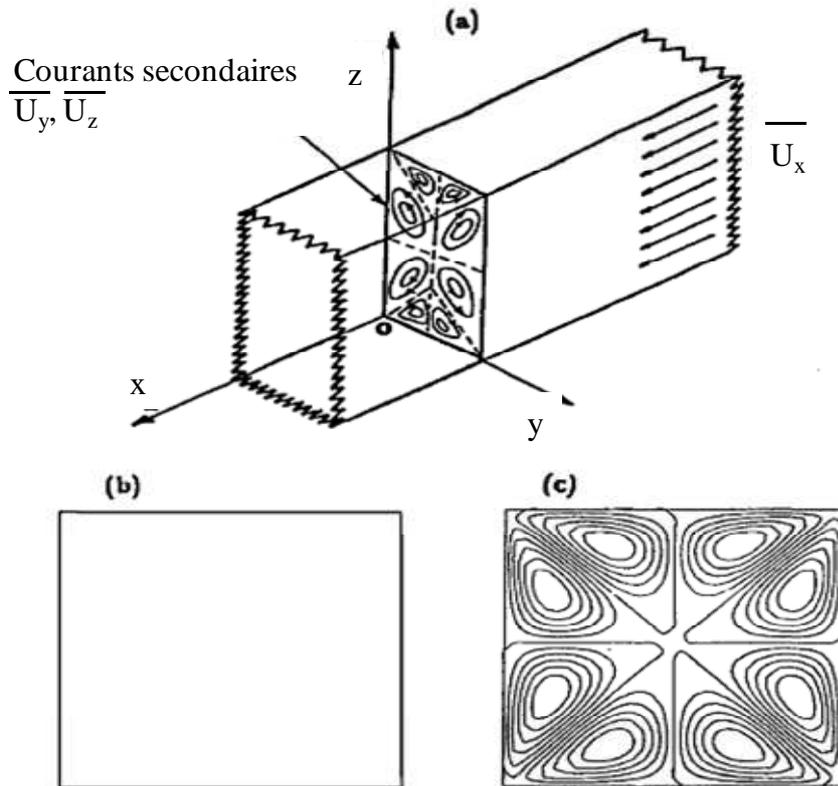


Figure B-3 : Champ de vitesses dans le plan transversal : (a) expérience ; (b) modèle $k-\epsilon$ standard ; (c) modèle $k-\epsilon$, Speziale et al.(1991)

Des essais d'amélioration du modèle $k-\epsilon$ Standard ont été réalisés par la suite notamment pour le traitement en proche paroi. Ces améliorations ont permis de créer plusieurs versions du $k-\epsilon$ dont le plus connu est le $k-\epsilon$ Realizable.

Le $k-\epsilon$ Realizable dispose d'une nouvelle équation de transport pour le taux de dissipation ϵ et le coefficient C_μ . Ce dernier supposé constant dans le modèle classique et égal à 0,09 est exprimé comme une fonction de l'écoulement moyen et des propriétés de la turbulence (Shih *et al.*, 1995). Ce modèle est adapté aux écoulements à forte courbure ou tourbillonnaires et aux couches limites avec gradient de pression adverse.

Modèle $k-\omega$

Le modèle $k-\omega$ introduit la notion de fréquence caractéristique de la turbulence (soit l'inverse d'une échelle de temps). Il s'agit de l'échelle de temps caractéristique de la dissipation de l'énergie cinétique k . La fréquence ω étant définie comme le rapport ϵ/k , la viscosité s'exprime donc par :

$$v_t = \frac{k}{\omega}$$

Eq B-19

Wilcox (1988) a écrit une équation de transport pour ω analogue à celle de ε . Cette écriture introduit de nouvelles constantes déterminées également par des résultats expérimentaux. Une version plus robuste a été apportée par Menter (1994). Cette version nommée SST est un modèle mixant les modèles $k-\varepsilon$ et $k-\omega$.

Malgré les importants efforts faits dans la modélisation au premier ordre, l'hypothèse de Boussinesq (1877) reste trop simplificatrice pour les écoulements complexes. D'où le besoin de modélisations plus poussées.

B.2.2.2 Modélisation au second ordre (second moment closure ou Reynolds stress models RSM)

La modélisation au second ordre passe non-seulement par le calcul des variables U, V, W et P par la résolution des équations (B-12) et (B-13) mais également par le calcul des six termes différents du tenseur Reynolds $\overline{u'_i u'_j}$ par l'équation (B-15). Ayant $\overline{u'_i u'_j}$, il ne reste plus qu'à

"créer" des relations entre les inconnues restantes $\overline{u'_i u'_j u'_k}$, $\frac{\partial \overline{u'_i}}{\partial x_k} \frac{\partial \overline{u'_j}}{\partial x_k}$, $u'_i \left(\frac{\partial \overline{p}}{\partial x_j} \right)$ et les

variables nouvellement calculées. Les relations pour de la modélisation au second ordre sont plus complexes que celles au premier ordre.

Les modèles RSM résolvent directement les équations de transport du tenseur de Reynolds alors que les modèles au 1^{er} ordre relient le tenseur de Reynolds à d'autres variables par des relations algébriques. Ainsi, au lieu de supposer que les tensions de Reynolds ont un comportement déterminé (hypothèse de Boussinesq), on résout leurs équations de transport, qui contiennent les mécanismes principaux qui pilotent l'évolution de la turbulence, à savoir la production, redistribution, transport turbulent, diffusion visqueuse et dissipation. En

particulier, le terme de production $\overline{u'_i u'_k} \frac{\partial \overline{u_j}}{\partial x_k} + \overline{u'_j u'_k} \frac{\partial \overline{u_i}}{\partial x_k}$, expliquant de nombreux

phénomènes, ne nécessite aucune modélisation. Cette différence fondamentale fait que les modèles RSM fournissent plus d'éléments concernant la "physique" de l'écoulement.

Dans l'équation B-14, le terme redistribution Φ_{ij} est celui qui différencie les modèles au second ordre. Parmi ces derniers, le modèle SSG établi par Speziale *et al.* (1991) est l'un des modèles au second ordre les plus répandus. Toute la théorie est détaillée dans l'article *Modelling the pressure-strain correlation of turbulence: an invariant dynamical systems approach* (1991).

La Figure B-4 résume la classification des modèles de turbulence. Malgré la supériorité prouvée des modèles RSM, on pourrait alors se demander pourquoi ils ne sont pas systématiquement utilisés. À cela deux raisons. La première est le temps de calcul plus élevé qu'avec les modèles au 1^{er} ordre : ceci est dû au fait que le second ordre a plus d'équations à résoudre que le 1^{er} ordre. Mais la raison la plus importante vient des difficultés numériques rencontrées lors de leurs utilisations telles que des problèmes de convergence. C'est donc un compromis auquel l'utilisateur doit faire face.

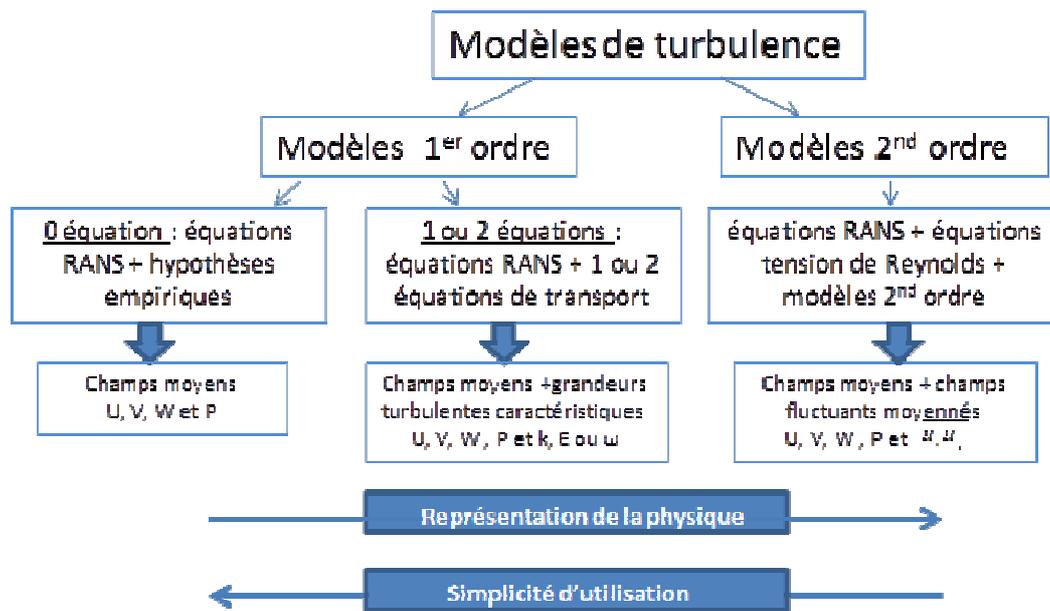


Figure B-4 : Modèles de turbulence

B.2.3. Physique de proche paroi

La paroi est à l'origine de phénomènes énergétiques très importants. Ces derniers sont caractérisés par la production et la dissipation (cf. équation B-14). La production "alimente" la turbulence et à l'inverse la dissipation tend à faire diminuer l'intensité de turbulence. Or dans une conduite linéaire en l'absence de singularité, la turbulence naît à la paroi et le maximum de dissipation est atteint dans cette même région d'après les résultats de DNS effectués par Moser *et al.* (1999). Il est donc nécessaire de bien modéliser cette zone de proche paroi afin de prédire correctement toutes les grandeurs liées à la turbulence (vitesse de frottement, contrainte de cisaillement, *etc.*).

B.2.3.1 Comportement universel en proche paroi

Dans un écoulement turbulent, la zone de proche paroi est décomposée en trois couches selon l'influence de la viscosité moléculaire. Dans chacune de ces couches, les profils de vitesse moyenne U ne sont pas les mêmes. Cette segmentation est universelle pour tous les écoulements pariétaux : elle a été testée sur différents types d'écoulements (conduite, plaque plane, écoulements à très haut Nombre de Reynolds, *etc.*).

L'intégration des équations de Navier-Stokes moyennées en proche paroi montre que le frottement à la paroi τ est dû uniquement à la contribution de la viscosité moléculaire $\mu \frac{\partial \bar{U}}{\partial y}$ car la contrainte de cisaillement turbulente $-\overline{\rho u'v'}$ est nulle au niveau de la paroi. Elle s'écrit :

$$\tau = \mu \frac{\partial \bar{U}}{\partial y} \quad \text{Eq B-20}$$

avec y la direction normale à la paroi.

Une vitesse de cisaillement u_* est associée à cette contrainte de cisaillement (donc tangentielle). Elle est reliée au frottement τ par la relation :

$$u_* = \sqrt{\frac{\tau}{\rho}} \quad \text{Eq B-21}$$

Deux variables adimensionnelles peuvent être construites :

$$U^+ = \frac{U}{u_*} \quad \text{Eq B-22}$$

U étant la vitesse débitante.

Et

$$y^+ = \frac{u_* y}{\nu} \quad \text{Eq B-23}$$

avec ν la viscosité cinématique du fluide.

B.2.3.2 Sous-couche visqueuse

Il s'agit d'une zone très proche de la paroi où les effets visqueux sont dominants, les effets de la turbulence y sont négligeables. Cette zone peut être approximée par un profil de vitesse linéaire.

B.2.3.3 Zone tampon

Cette zone se caractérise par des effets visqueux devenant moins importants (les contraintes visqueuse et turbulente sont du même ordre de grandeur). La plupart des auteurs s'accordent à dire qu'elle correspond à $5 < y^+ < 40$. Il n'existe pas de théorie donnant le profil de vitesse dans cette zone. Quelques relations empiriques existent mais ne sont pas validées pour tout les cas.

B.2.3.4 Zone logarithmique

Au delà de la zone tampon, le frottement devient essentiellement turbulent. La contribution due à la viscosité moléculaire devient négligeable, le profil de vitesse est donné par la relation de Von Karman :

$$U^+ = \frac{1}{\kappa} \log(y^+) + C \quad \text{Eq B-24}$$

où κ est la constante de Von Karman. La valeur de cette dernière a été calée égale à 0,41. Des recherches plus récentes montrent qu'elle dépend de plusieurs facteurs tels que la pente, le nombre de Froude particulière, la concentration volumique des sédiments, *etc.* (Gaudio *et al.*, 2011). La constante C est déterminée expérimentalement, Nikuradse (1933) a trouvé une valeur de 5,5 pour un écoulement dans une conduite.

La Figure B-5 récapitule l'ensemble des profils de vitesse pour chacune des couches.

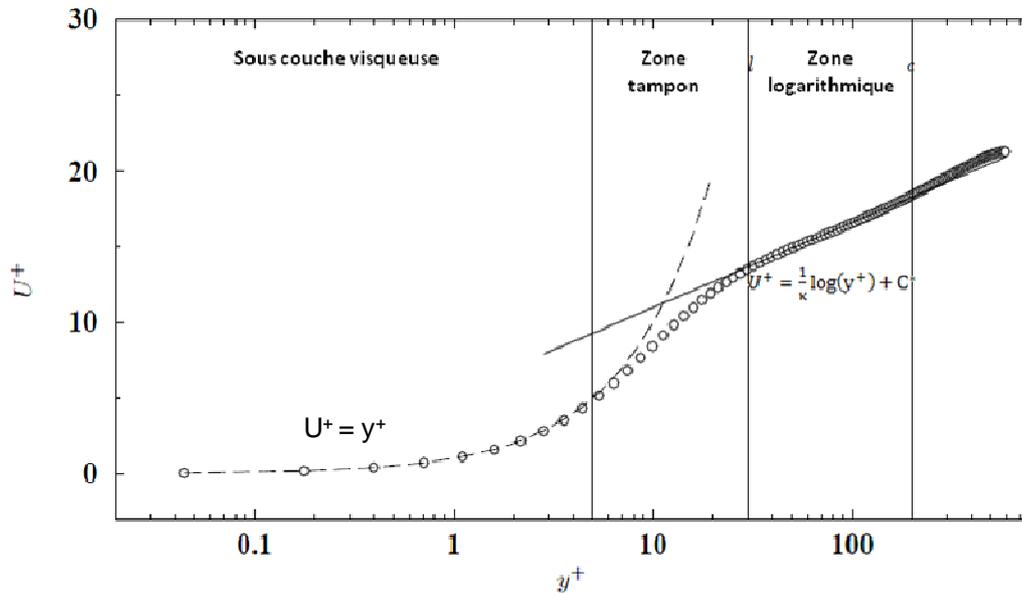


Figure B-5 : Comportement universel de la vitesse moyenne en couche limite (Schiestel, 1998)

B.2.4. Modélisations de la zone proche paroi

Nous avons vu dans la présentation des modèles qu'ils n'étaient, pour la grande majorité, pas applicables dans les régions proches des parois. Un traitement particulier de la région de proche paroi a donc été apporté. On a le choix entre plusieurs méthodes :

- Ne pas résoudre la région de proche paroi : utilisation des lois de paroi empiriques (modèle Haut-Reynolds).
- Utiliser des fonctions dépendant de la distance à la paroi pour "forcer" le modèle à mieux se comporter : modèle Bas-Reynolds.
- Utiliser des modèles qui marchent en région de proche paroi comme par exemple le modèle $k-\omega$.

Les modèles de turbulence présentés précédemment peuvent pour certains se décliner sous deux versions : une version Haut-Reynolds (High y^+) et Bas-Reynolds (Low y^+). Cela ne fait pas référence au Nombre de Reynolds de l'écoulement basé sur la longueur de référence :

$$R_e = \frac{U_{ref} L_{ref}}{\nu} \quad \text{Eq B-25}$$

mais au Nombre de Reynolds turbulent :

$$R_e = \frac{\nu_t}{\nu} \quad \text{Eq B-26}$$

qui est local : il varie au sein de l'écoulement, et notamment, tend vers 0 à la paroi.

B.2.4.1 Modèles Haut-Reynolds (High y^+)

Le profil universel de vitesse en proche paroi montre que pour résoudre l'équation de la vitesse moyenne jusqu'à la paroi, il faut placer le premier point de calcul en $y^+ \approx 1$. Cette condition est très stricte : par exemple, un écoulement à Reynolds 10^6 , d'échelle de longueur caractéristique de l'ordre du mètre, la position $y^+=1$ correspond à $y=20 \mu\text{m}$. Cette maille de l'ordre du micromètre induit un maillage très fin et donc la nécessité de puissance de calcul énorme.

Une solution pour contourner cela est l'utilisation des lois de paroi : on place le premier point de calcul dans la zone logarithmique soit à $y^+ > 30$ (Figure B-5). Ainsi, un modèle Haut-Reynolds n'intègre pas les équations jusqu'à la paroi : le champ de vitesses moyennes et toutes les autres variables n'y sont pas calculés. Ils sont interpolés par la loi logarithmique B-24.

En reprenant la définition de $U^+ = \frac{U}{u_*}$ et $y^+ = \frac{u_* y}{\nu}$, on se base sur les relations suivantes,

valables au premier point de calcul :

$$\frac{U}{u_*} = \frac{1}{K} \log\left(\frac{u_* y}{\nu}\right) + C^* \quad \text{Eq B-27}$$

$$\varepsilon = \frac{u_*^3}{ky} \quad \text{Eq B-28}$$

Pour un modèle au premier ordre de type k- ε , l'énergie cinétique k est calculée ainsi :

$$k = C_{\mu 1} u_*^2 \quad \text{Eq B-29}$$

avec $C_{\mu 1} \approx 3,33$, tandis que pour un modèle au second ordre, on utilisera :

$$\overline{u'v'} = -u_*^2 \quad \text{Eq B-30}$$

et pour les autres composantes :

$$\overline{u'v'} \propto -u_*^2 \quad \text{Eq B-31}$$

où le coefficient de proportionnalité dépend de la composante (il n'y a pas de valeur universelle, chaque code de calcul utilise des valeurs différentes).

Les relations précédentes font apparaître une inconnue : u_* . Il n'y a pas de méthode universelle pour résoudre cette question : c'est pourquoi deux codes peuvent souvent donner des résultats différents.

Une méthode couramment utilisée (notamment dans le code STAR CCM+) est la méthode itérative.

Cette dernière se fait de cette manière :

- La valeur de U au premier point de calcul obtenu à l'itération précédente est utilisée dans l'équation (B-13),
- On résout l'équation (B-13) par une méthode itérative pour obtenir la valeur de u_* ,
- On utilise la valeur de u_* dans une condition aux limites de Neumann à la paroi pour la vitesse :

$$\frac{\partial U}{\partial y} = \frac{\tau}{\mu} = \frac{u_*^2}{\nu} \quad \text{Eq B-32}$$

On utilise ce u_* dans les conditions de Dirichlet pour le calcul des valeurs turbulentes

$$\varepsilon = \frac{u_*^3}{ky} \quad \text{et} \quad k = Au_*^2$$

L'avantage de cette version Haut-Reynolds réside dans le fait qu'elle permet des économies en nombre de mailles.

B.2.4.2 Modèles Bas-Reynolds (Low y^+)

L'autre alternative vient des modèles Bas-Reynolds. Pour éviter l'utilisation des lois de parois, il faut intégrer les modèles jusqu'à la paroi. Une façon de prolonger cette validité en proche paroi consiste à "forcer" le modèle à reproduire des données (expérimentales ou de DNS) par des fonctions d'amortissement. Ces dernières permettent d'assurer la décroissance de ν_t à la paroi (Chassaing, 2000).

Par exemple, pour corriger le k - ε standard, on introduit une fonction f_μ dans l'équation de la viscosité turbulente (B-18) :

$$\nu_t = C_\mu f_\mu \frac{k^2}{\varepsilon} \quad \text{Eq B-33}$$

De nombreuses propositions furent apportées quant à la valeur de cette fonction. Ces dernières sont non-linéaires (exponentielles) et induisent donc des difficultés numériques. Nous ne détaillons pas plus cette notion, l'utilisateur intéressé pourra se référer au chapitre "*fermeture à faible Nombre de Reynolds*" de Chassaing (2000).

L'approche Bas-Reynolds nécessite une taille de cellule devant être inférieure à l'épaisseur de la sous-couche visqueuse soit $y^+ < 1$ (voire jusqu'à 5 pour certains codes).

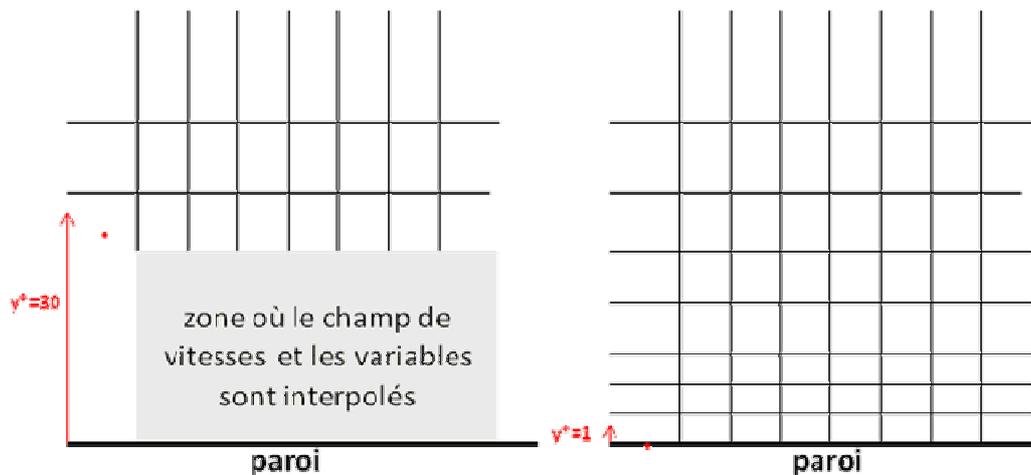


Figure B-6 : Maillage suivant l'approche Haut-Reynolds (à gauche) et Bas-Reynolds (à droite)

B.3. Écoulement en canal à surface libre

Les recherches sur les écoulements à surface libre se sont développées dans les années 70 grâce à l'anémométrie laser. Cette dernière a permis une meilleure compréhension de la structure de l'écoulement non-seulement bidimensionnel mais également tridimensionnel.

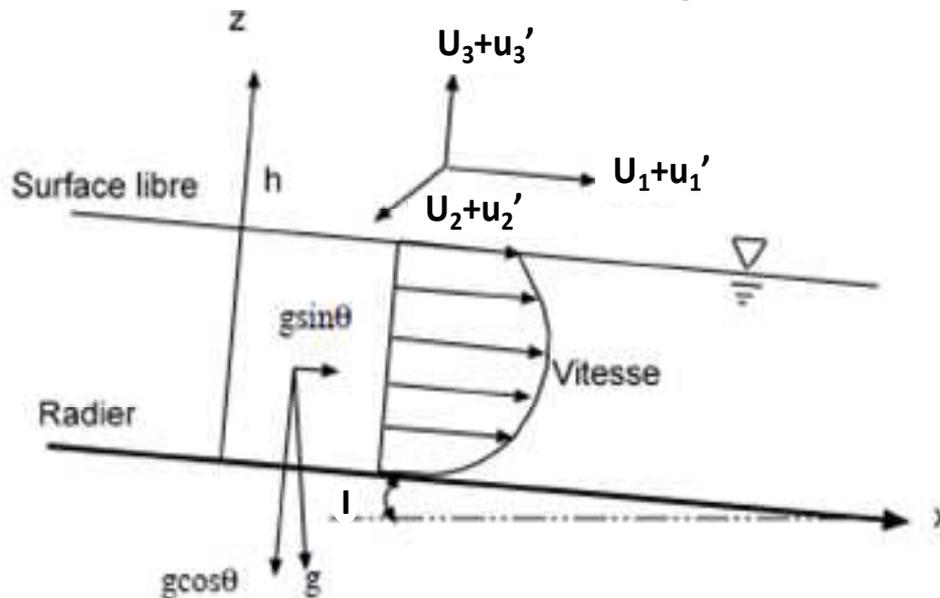
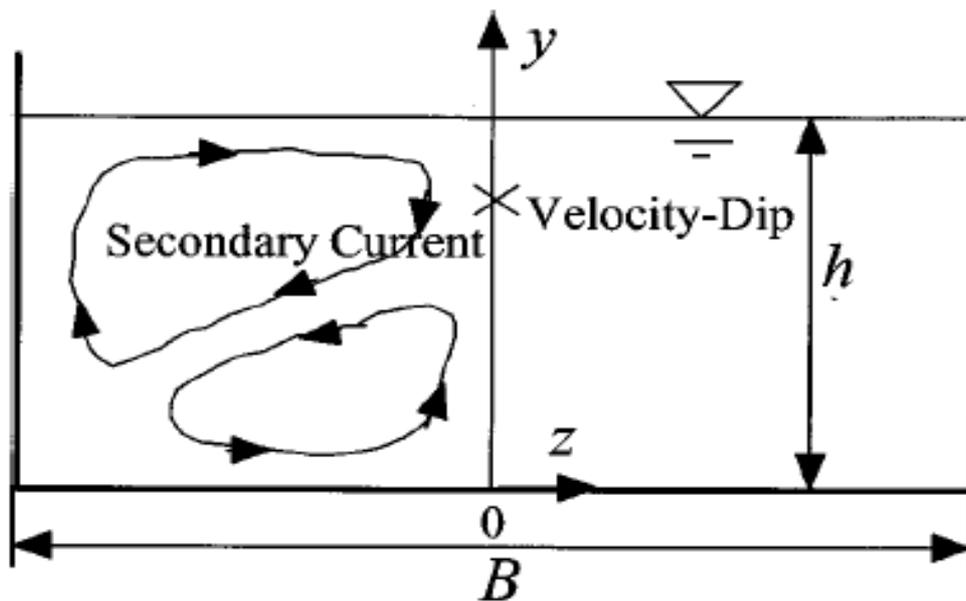


Figure B-7 : Pente d'un écoulement à surface libre

Stearns (1883) fut l'un des premiers à avoir constaté que la vitesse maximale se trouvait en dessous de la surface libre dans certains cas (Figure B-8). Ce phénomène baptisé *dip phenomenon* est dû à ce qui est appelé les courants secondaires. Autrement dit cela reflète le fait que le fluide étant ralenti au voisinage de la surface libre, le maximum de vitesse ne se trouve donc plus à la surface mais plus bas. Sa position dépend de la forme des courants secondaires, eux-mêmes déterminés par la géométrie (Nezu et Nakagawa, 1993).

Figure B-8 : *Le dip phenomenon*

B.3.1. Courants secondaires

Les courants secondaires ont été classés sous deux catégories : la première nommée ‘courants secondaires de premier type de Prandtl’ et la seconde nommée ‘courants secondaires de second type de Prandtl’.

B.3.1.1 Courants secondaires de premier type de Prandtl

Les courants secondaires de premier type sont ceux produits par l'effet de gradient de pression découlant directement des forces d'inertie. Ces forces sont dues à la courbure du canal. Plus un canal est incurvé plus ces courants sont importants.

Dans ce type de courants, Perkins (1970) a montré qu'un seul tourbillon se forme. Sa rotation se fait de l'intrados vers l'extrados au niveau de la surface libre et en sens inverse au niveau du fond du canal. Il a également montré que les vitesses des courants secondaires atteignent 20-30% de la vitesse moyenne longitudinale d'après Humphrey *et al.* (1981).

Ce type de courants est produit par l'hétérogénéité et l'anisotropie de la turbulence. Cette dernière, générée par les parois et angles, amplifie les écoulements secondaires. La vitesse maximale des courants secondaires de second type est d'environ 5% de la vitesse moyenne (Nezu et Nakagawa, 1993). La forme des courants secondaires dépend de plusieurs facteurs tels que le coefficient d'aspect, la rugosité ou encore la géométrie du canal.

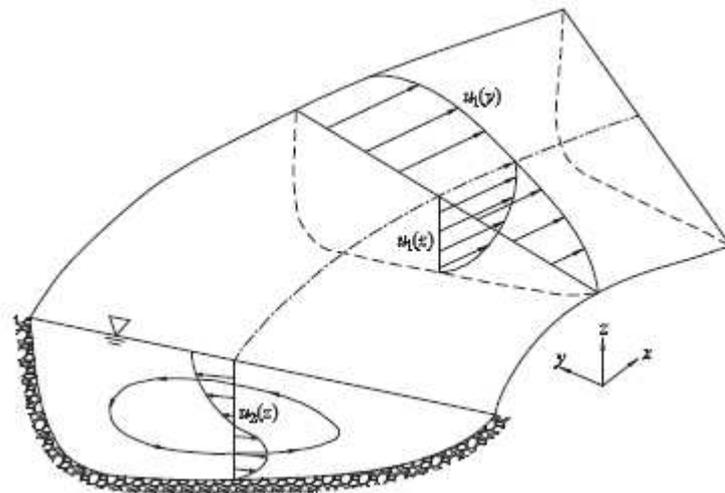


Figure B-9 : Courants secondaires du premier type de Prandtl. Song et al., (2012)

B.3.1.2 Courants secondaires de second type de Prandtl

Coefficient d'aspect

Le coefficient d'aspect Ar (largeur à la surface/hauteur : B/h , h étant la hauteur moyenne) joue un rôle important dans la structure des écoulements secondaires. Nezu et Rodi (1985) ont effectué des mesures précises des courants secondaires en canal rectangulaire rectiligne et constaté que pour $Ar > 5$, la vitesse maximum se situe au niveau de la surface libre. Suite à ces essais, Nezu et Rodi (1985) ont proposé de se baser sur le coefficient d'aspect Ar par rapport à une valeur constante critique (α_c) pour distinguer deux catégories :

- les canaux étroits $1 < Ar < \alpha_c$: on observe la présence d'écoulements secondaires importants dans la section et donc un écoulement tridimensionnel. Le dip phenomenon est dû à la présence de la surface libre et des murs latéraux générant l'anisotropie de la turbulence ;
- les canaux larges $Ar > \alpha_c$: les écoulements secondaires sont moins importants. Dans la zone centrale, l'effet des parois latérales disparaît et la position de la vitesse maximum se place au niveau de la surface libre.

Nezu et Nakagawa (1993) ont proposé une valeur de $\alpha_c = 5$.

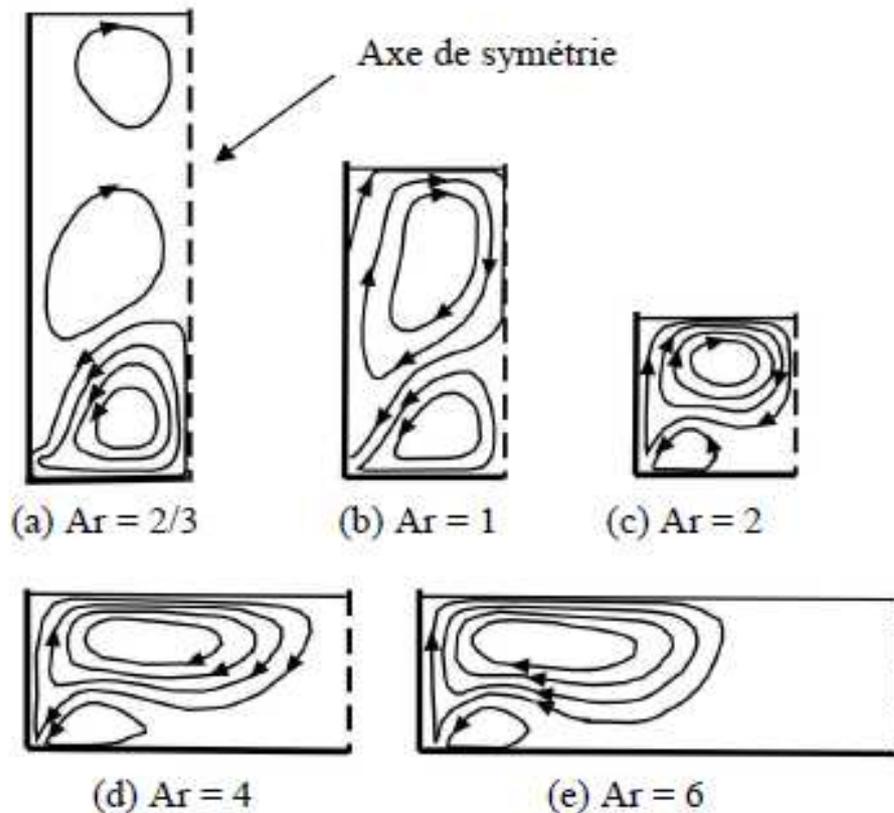


Figure B-10 : Lignes de courant pour différentes valeurs d'Ar . Naot et Rodi (1982)

B.3.1.3 Intensité des courants secondaires

On associe à ces courants secondaires une vitesse qui peut être évaluée selon la relation suivante (Nezu et Nakagawa, 1993) :

$$U_s = \sqrt{V^2 + W^2} \quad \text{Eq B-34}$$

où V et W sont les composantes de la vitesse moyenne dans le plan transversal.

Nous avons vu que les courants secondaires sont produits par l'hétérogénéité et l'anisotropie de la turbulence. Or les parois sont la cause même de la génération de la turbulence et donc en conséquence celle des courants secondaires.

L'écriture des équations de transport pour les tourbillons, équations obtenues à partir des équations moyennes de Navier-Stokes, est celle permettant de décrire les courants secondaires. Ainsi, l'équation régissant les courants dans le plan transversal (y,z) s'écrit :

$$\underbrace{V \frac{\partial \Omega_x}{\partial y} + W \frac{\partial \Omega_x}{\partial z}}_{\text{advection}} = \underbrace{\left(\frac{\partial^2}{\partial z^2} - \frac{\partial^2}{\partial y^2} \right) (-\overline{u'v'})}_{\text{contraintes de Reynolds}} + \underbrace{\frac{\partial^2}{\partial y \partial z} (\overline{w'^2} - \overline{v'^2})}_{\text{Production}} + \underbrace{\nu \Delta \Omega_x}_{\text{Diffusion}} \quad \text{Eq B-35}$$

avec $\Omega_x = \frac{\partial V}{\partial z} + \frac{\partial W}{\partial y}$ la composante longitudinale du vecteur tourbillon $\vec{\Omega}$ appelé aussi vorticité.

Les résultats de Nezu et Nakagawa (1993) ont montré que le terme de diffusion est négligeable par rapport aux termes de production et aux contraintes de Reynolds. Ces mêmes travaux ont montré l'équilibre des contraintes de Reynolds avec le terme de production. Ainsi, l'équation B-35 se simplifie :

$$\underbrace{\left(\frac{\partial^2}{\partial z^2} - \frac{\partial^2}{\partial y^2} \right) (-\overline{v'w'})}_{\text{contraintes de Reynolds}} = \underbrace{\frac{\partial^2}{\partial y \partial z} (\overline{w'^2} - \overline{v'^2})}_{\text{Production}} \quad \text{Eq B-36}$$

Cette équation montre que les fluctuations des composantes de la vitesse sont responsables de la production de l'écoulement secondaire.

La Figure B-11 résume les origines et catégories des courants secondaires.

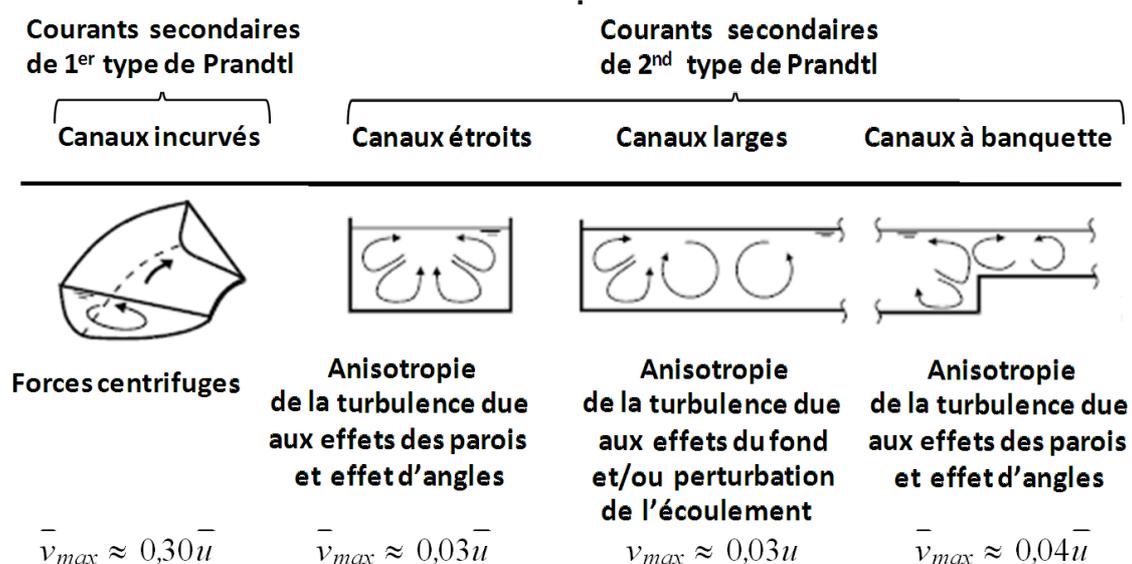


Figure B-11 : Les différents types de courants secondaires

B.3.1.4 Effet de la rugosité

La rugosité joue un rôle dans la structure des écoulements secondaires. Naot (1984) a simulé l'influence de la rugosité en fond de canal ou murs sur les courants secondaires. La Figure B-12 présente le champ de vitesses dans un canal de rapport d'aspect B/h égale à 4 et une rugosité k_s telle que $k_s/h=0,0015$.

Dans le cas d'un mur et fond lisse (Figure B-12a), on observe deux cellules : la cellule supérieure près de la surface libre et celle près du fond. Si l'on impose une rugosité sur les murs (Figure B-12b), on constate que les deux vortex s'étirent et deviennent par conséquent plus importants. Imposer une rugosité sur les murs a presque fait doubler la valeur des composantes des vecteurs sur le fond. A l'inverse, imposer une rugosité sur le fond (Figure B-12c), fait doubler celle des murs. Dans ce dernier cas, seul le vortex près de la surface devient plus important, celui du fond tend au contraire à devenir petit.

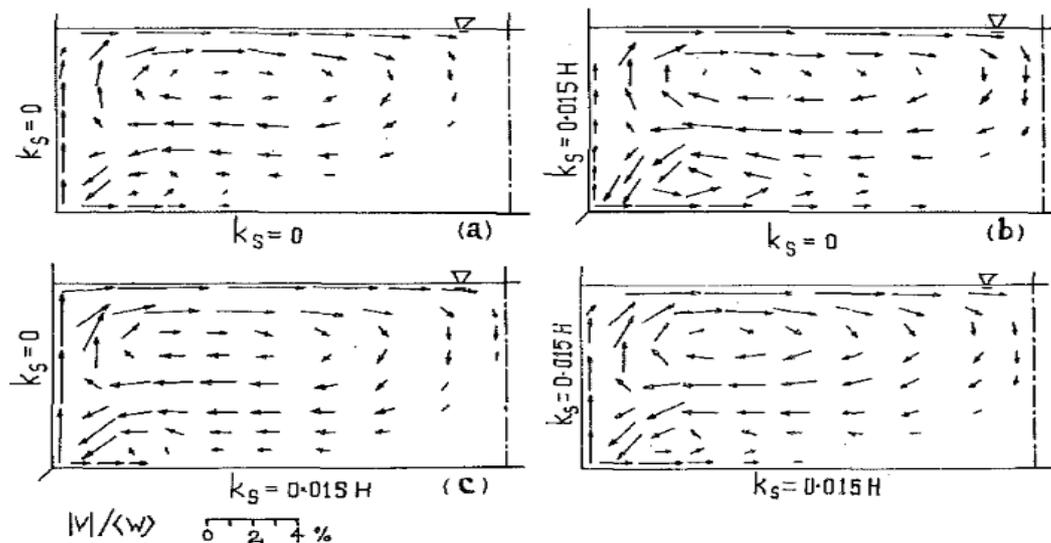


Figure B-12 : Structures des courants secondaires dans un canal ouvert. (a) aucune rugosité, (b) k_s sur paroi latérale, (c) k_s sur fond de canal, (d) k_s sur paroi et fond

B.3.1.5 Géométrie du canal

À coefficient d'aspect identique, la forme des tourbillons dépend également de la géométrie du canal. En effet, le nombre et la taille des cellules se formant ne sont pas les mêmes que l'on soit dans un canal rectangulaire, trapézoïdal, circulaire, *etc.* (Kleigwegt, 1992).

B.3.2. Taux de cisaillement

La distribution du taux de cisaillement sur le périmètre mouillé d'un canal à surface libre est non-uniforme. Elle dépend de la rugosité autour du périmètre mouillé et de la structure des courants secondaires (Knight *et al.*, 1984). Or nous avons vu précédemment que ces derniers sont eux-mêmes liés à la géométrie du canal. Ainsi, la distribution du taux de cisaillement pour un canal rectangulaire n'est pas la même que pour un circulaire : les parois n'agissent pas de la même manière et donc les courants secondaires n'ont pas la même forme.

Diverses méthodes existent pour déterminer ce taux de cisaillement. Bonakdari *et al.* (2008) ont montré que la contrainte moyenne ne permet pas de représenter la variabilité transversale de la contrainte de cisaillement.

La contrainte de cisaillement liée, et donc aussi la vitesse de cisaillement, sont des données importantes en hydraulique notamment pour les problèmes de sédimentation. Il existe plusieurs méthodes de calculs de la contrainte de cisaillement.

B.3.2.1 Méthode globale

À une échelle globale, cette méthode fait un bilan des forces (frottement, poids et pression de l'eau) exercées sur un élément dans toute la section droite verticale (principe fondamentale de la dynamique). Dans le cas d'une géométrie arbitraire (par exemple circulaire), le rayon hydraulique R_h est utilisé, ce qui donne la relation ci-dessous :

$$\tau_0 = \rho g R_h I \quad \text{Eq B-37}$$

où ρ est la masse volumique du fluide, g la pesanteur, R_h le rayon hydraulique et I la pente.

B.3.2.2 Utilisation de la distribution verticale des vitesses

La contrainte de cisaillement au fond $\tau(y, z)$ peut être déterminée à partir de la vitesse de cisaillement u_* selon la relation B-39 :

$$\tau(y, z) = \rho u_*^2 \quad \text{Eq B-38}$$

où ρ est la masse volumique du fluide.

La vitesse de cisaillement u_* peut être déterminée en utilisant la distribution verticale des vitesses longitudinales dans la région interne selon la relation B-39 (Graf, 1998) :

$$\frac{U(z)}{u_*} = \frac{1}{K} \ln\left(\frac{z}{k_s}\right) + B_s \quad \text{Eq B-39}$$

où K est la constante de Von-Karman, z la distance depuis le radier, k_s la rugosité et B_s une constante égale à 8,5 pour les écoulements rugueux définis par $R_e^* = \frac{u_* k_s}{\nu} > 70$ (Schlichting, 1979).

B.3.2.3 Méthode locale (ou directe)

Cette méthode consiste à utiliser la définition de la contrainte de cisaillement vue dans l'équation B-21. Cette définition nécessite la connaissance des composantes de la vitesse et de leur fluctuation (contraintes de Reynolds).

B.4. Synthèse

Les notions ci-dessus ne constituent pas un cours de mécanique des fluides ni de modélisation numérique mais rappellent certaines des notions qui sont abordées dans la suite de ce rapport. Il est important de noter que la recherche est très active dans les domaines cités ci-dessus aussi la mécanique des fluides numérique est un domaine faisant appel à des compétences scientifiques poussées et en progrès constant dont la maîtrise est nécessaire à l'obtention de résultats de bonne qualité.

Ce travail de recherche bibliographique n'a pas permis d'identifier de paramètres adimensionnels caractéristiques des écoulements à surface libre qui auraient permis de transposer rapidement une modélisation générique à un site réel.

C. TACHE 1 : MODELISATION HYDRODYNAMIQUE GENERIQUE

Ces travaux constituent la tâche 1 du projet COACHS. Il s'agit ici de générer par la modélisation une bibliothèque de champs de vitesses et de hauteurs dans des sections courantes (circulaires, ovoïdes et rectangulaires) et sous influence d'une singularité (cas d'une déviation, d'une chute), dans le but de :

- Cerner les paramètres géométriques et hydrauliques prépondérants et caractéristiques des écoulements étudiés ;
- Préciser la distance de rétablissement de l'écoulement à l'aval d'une singularité (déviation, chute, ...) en fonction des paramètres adimensionnels ;
- Connaître l'évolution de la surface libre et le champ de vitesses au niveau de toutes les sections au voisinage de la singularité.

Le champ de vitesses et le tirant d'eau seront obtenus grâce à la modélisation en régime permanent des écoulements en utilisant soit des logiciels commerciaux tels que ANSYS FLUENT™, STAR-CCM+, ANSYS CFX™, ..., soit un code spécifique développé par l'IMFS dans le cadre de la thèse de J. Wertel (2009), soit des modèles analytiques.

C.1. Sous-tâche 1.1. Débits en section courante

Deux méthodes seront développées et testées. La première repose sur l'utilisation de la vitesse et de la hauteur. Le champ de vitesses sera obtenu par modélisation en utilisant les outils cités ci-dessus. La deuxième méthode est fondée sur l'utilisation de la mesure du tirant d'eau et d'un modèle hydraulique unidimensionnel (à partir des équations de Barré de Saint-Venant). Concrètement, le partenaire 3 cherchera à construire une relation hauteur-débit à partir de deux mesures de hauteurs d'eau (grâce à deux capteurs aériens de hauteur d'eau dans un collecteur afin de ne pas placer d'obstacle dans l'écoulement) et des équations de Barré de Saint-Venant associées à un traitement des conditions aux limites s'inspirant de la méthode des caractéristiques. Le principal travail consiste à adapter la méthode de calcul aux conditions aux limites et à réaliser un test de sensibilité des différents paramètres caractéristiques de l'écoulement et des capteurs utilisés. Pour cette étude le partenaire 3 apporte ses compétences en calcul numérique.

Non-initialement prévues dans ce projet, les thèses de doctorat de Sandra ISEL (financement de la Région Alsace) et Laurent SOLLIEC (partenariat avec NIVUS GmbH) ont contribué aux travaux de cette sous-tâche.

C.1.1. Evaluer un débit par la mesure de deux hauteurs d'eau en collecteur

Ce travail s'intéresse à une méthode innovante de détermination du débit Q à partir de deux hauteurs d'eau en collecteur (h_{amont} et h_{aval}). Les objectifs de cette méthode sont de déterminer le débit **en réduisant au maximum la maintenance** (pas de capteur immergé) et **en évaluant précisément l'incertitude sur le débit** tout en évitant d'influencer le fonctionnement du réseau (comme le fait un canal *Venturi* par exemple). Le principe de la méthode est illustré par l'équation et la Figure suivantes.

$$Q = f(h_{\text{amont}}, h_{\text{aval}})$$

Eq C-1

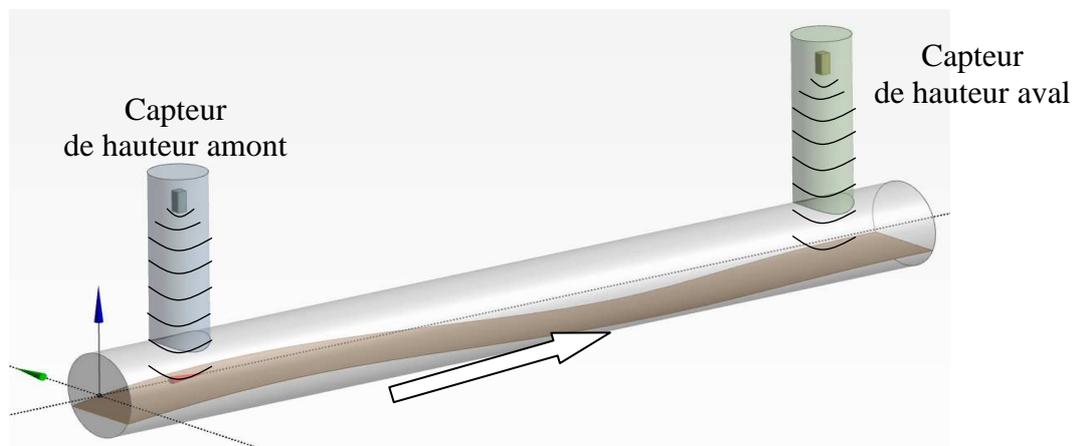


Figure C-1 : Illustration de l'instrumentation à mettre en place

C.1.1.1 Etat de l'art

Il existe quatre équations couramment utilisées pour déterminer un débit à partir de hauteurs d'eau en collecteur sans mise en place d'ouvrage de mesure (Vazquez *et al.* 2006, Vazquez *et al.* 2009, Isel *et al.* 2012a, Isel *et al.* 2012b) :

- La relation de Manning-Strickler,
- L'équation de la courbe de remous,
- La relation de Jones,
- Les équations de Barré de Saint-Venant.

En régime permanent et uniforme, la formule de **Manning-Strickler** (M.S.) exprime l'équilibre entre les forces de gravité et de frottement par une relation entre la vitesse et le tirant d'eau. L'hypothèse d'uniformité de l'écoulement ne permet d'appliquer cette relation qu'à une mesure de tirant d'eau dans un canal de caractéristiques constantes, sans apports latéraux, sur une longueur suffisante pour s'affranchir d'influences aval. De plus, la mauvaise connaissance des caractéristiques hydrauliques des ouvrages d'assainissement conduit généralement à caler cette relation à partir d'une campagne de mesures du débit et de la hauteur d'eau. Ces mesures doivent couvrir toute la gamme des valeurs de hauteur d'eau rencontrées en temps sec et en temps de pluie afin que la relation obtenue après traitement des données soit valable sans extrapolation. Ne pouvant pas garantir la validité de la relation déterminée, il est impossible de couvrir toutes les conditions de fonctionnement du réseau : une influence aval peut se manifester dans certaines conditions et perturber considérablement le calcul de débit. **Dans la grande majorité des cas, cette méthode n'est pas utilisable.**

Dans le cas du régime non-uniforme et permanent, l'évolution du tirant d'eau peut être évaluée par la **courbe de remous**. Cette équation différentielle, ayant pour origine la relation de Bernoulli, ne peut être résolue qu'en connaissant deux conditions à la limite amont en régime torrentiel ou une condition amont et aval en régime fluvial. Si la condition à la limite est facilement identifiable, comme par exemple une station de pompage à l'aval ou une chute d'eau, alors un seul capteur de hauteur d'eau à l'amont peut permettre de calculer le débit. Dans les autres cas, deux capteurs de hauteur d'eau sont nécessaires pour déterminer le débit. **Cette méthode est largement utilisable pour les écoulements présentant des effets transitoires faibles, ce qui est le cas de la plupart des écoulements en réseau d'assainissement.**

La **relation de Jones** (Jones, 1916) a été développée pour apporter une correction de régime transitoire aux courbes de tarage utilisées pour jauger les cours d'eau. Elle prend en compte l'hystérésis, dû au caractère transitoire du débit amont, et qui provoque un déphasage entre le pic de hauteur et le pic de vitesse. Cependant, cette relation ne prend pas en compte d'autres phénomènes pouvant produire un décalage entre le débit et la hauteur d'eau, en particulier une influence aval à niveau variable. Ce cas, fréquent en assainissement urbain, conduit à la conclusion suivante : **cette relation n'a pas un domaine d'application exploitable en réseau d'assainissement.**

Tableau C-1 : Synthèse des différentes méthodes de détermination du débit à partir de mesure de hauteurs d'eau

Equation	Conditions d'utilisation	Utilisation en réseau d'assainissement	Mise en œuvre
Manning-Strickler	Écoulement uniforme et permanent	Très restreinte	Très simple
Jones	-	Non	-
Courbe de remous	Écoulement non-uniforme avec effets transitoires faibles	Oui	Simple
Barré de Saint-Venant	Écoulement non-uniforme et non-permanent	Oui	Difficile

La résolution des **équations de Barré de Saint-Venant** (BSV) permet l'évaluation du débit à partir de la mesure de hauteurs d'eau dans un cadre d'application plus général : avec ou sans hystérésis, avec ou sans condition limite aval particulière. Une résolution numérique des équations de BSV alliée au traitement des conditions aux limites par la méthode des caractéristiques permet donc de déterminer le débit à tous les pas de temps en connaissant la hauteur d'eau à l'amont et à l'aval du canal à chaque pas de temps. Pour être appliquée à l'évaluation des débits, cette méthode implique donc de mesurer le tirant d'eau en deux sections d'un canal de géométrie connue, suffisamment éloignées pour que les erreurs de mesure ne masquent pas les différences de cote du niveau d'eau. Il faut bien sûr qu'il n'y ait pas d'apport intermédiaire entre les deux sections. Néanmoins, cette méthode requiert des moyens techniques et humains pour mettre en place et utiliser l'outil de calcul permettant de résoudre les équations de BSV, qui sera forcément externe au superviseur. Si ces équations sont les plus complètes, leur mise en œuvre est plus difficile qu'une courbe de remous. **Cette**

méthode est largement utilisable pour les écoulements présentant des effets transitoires forts, ce qui n'est pas le cas de la plupart des écoulements en réseau d'assainissement. La mise en œuvre de cette méthode est complexe.

En conclusion, et ainsi que synthétisé dans le tableau suivant, la méthode la plus générale est celle fondée sur l'équation de Barré de Saint-Venant ; celle alliant à la fois facilité de mise en œuvre et large domaine d'application est la méthode de la courbe de remous.

C.1.1.2 Description du travail effectué

Les méthodes de Barré de Saint-Venant ainsi que de la courbe de remous ont été mises en œuvre et testées dans le cadre de ce projet.

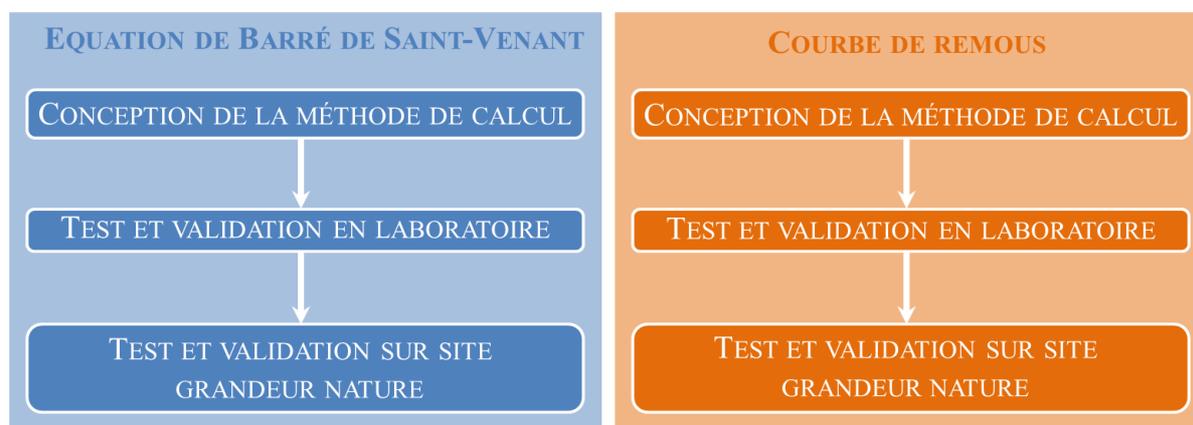


Figure C-2 : Organigramme descriptif du travail effectué pour la méthode d'évaluation du débit à partir de deux hauteurs d'eau

C.1.1.2.1 Conception de la méthode de calcul

Concernant la méthode « Equation de Barré de Saint-Venant », le moteur de calcul repose sur la résolution numérique de l'équation de Barré de Saint-Venant allée à un traitement des conditions aux limites par la méthode des caractéristiques. Ainsi, il est possible de déterminer à chaque instant le débit, connaissant la hauteur d'eau à l'amont et à l'aval (hauteurs mesurées). Le choix s'est porté sur un schéma TVD implicite (Buyer, 2002 ; Kesserwani 2008), ce type de schéma ayant montré – depuis plusieurs années qu'il est utilisé dans l'équipe – sa pertinence pour ce type de problème.

Concernant la méthode « courbe de remous », le moteur de calcul repose sur la résolution numérique de l'équation de la courbe de remous par une méthode de type Runge-Kutta d'ordre 4.

C.1.1.2.2 Test et validation en laboratoire

Les deux méthodes ont été testées en laboratoire dans le canal à surface libre de l'équipe Mécanique des Fluides, ainsi qu'illustré sur la figure suivante. Il s'agit d'un canal en plexiglas de 20 m de long, de 0,6 m de large et de 1 m de haut. Il est posé sur des vérins afin de pouvoir ajuster la pente. Deux réservoirs enterrés servent de réservoirs d'alimentation ; une pompe d'une capacité maximale de 150 m³/h est immergée dans chaque réservoir. Le canal est alimenté en boucle fermée par les deux pompes en parallèle. Le débit est mesuré grâce à deux débitmètres électromagnétiques (un par pompe). Des capteurs radars ont été placés à l'amont et à l'aval du canal pour mesurer la hauteur. Le débit d'entrée qui a été testé est une sinusoïde commandée par un automate.

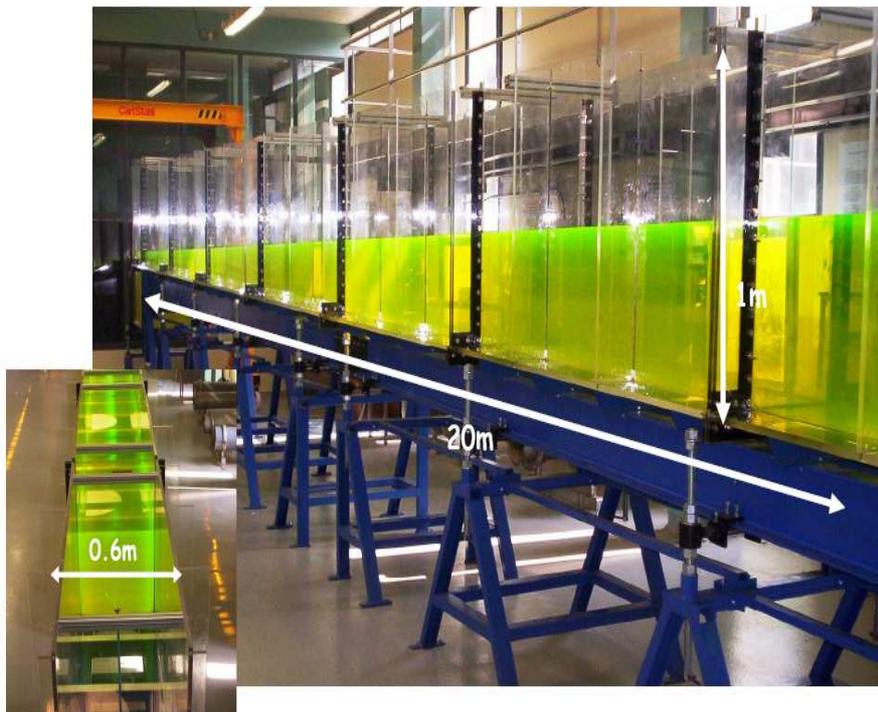


Figure C-3 : Canal à surface libre de l'équipe Mécanique des Fluides du Département Mécanique (ICube)

La Figure C-4 constitue un exemple de comparaison entre le débit mesuré par débitmètre électromagnétique et le débit calculé selon la méthode développée, ici la méthode « équation de Barré de Saint-Venant ». Le décalage temporel apparaissant entre la mesure en bleu et le calcul en rouge vient du fait qu'il s'agit pour le premier du débit au niveau du débitmètre électromagnétique et pour le deuxième du débit entre les deux mesures de hauteurs d'eau ; le décalage est ainsi dû au comportement transitoire marqué de l'hydrogramme injecté en entrée. En termes de reproduction du débit, cette figure illustre la qualité de reproduction du débit par l'utilisation du moteur de calcul et des deux mesures de hauteurs d'eau en amont et en aval.

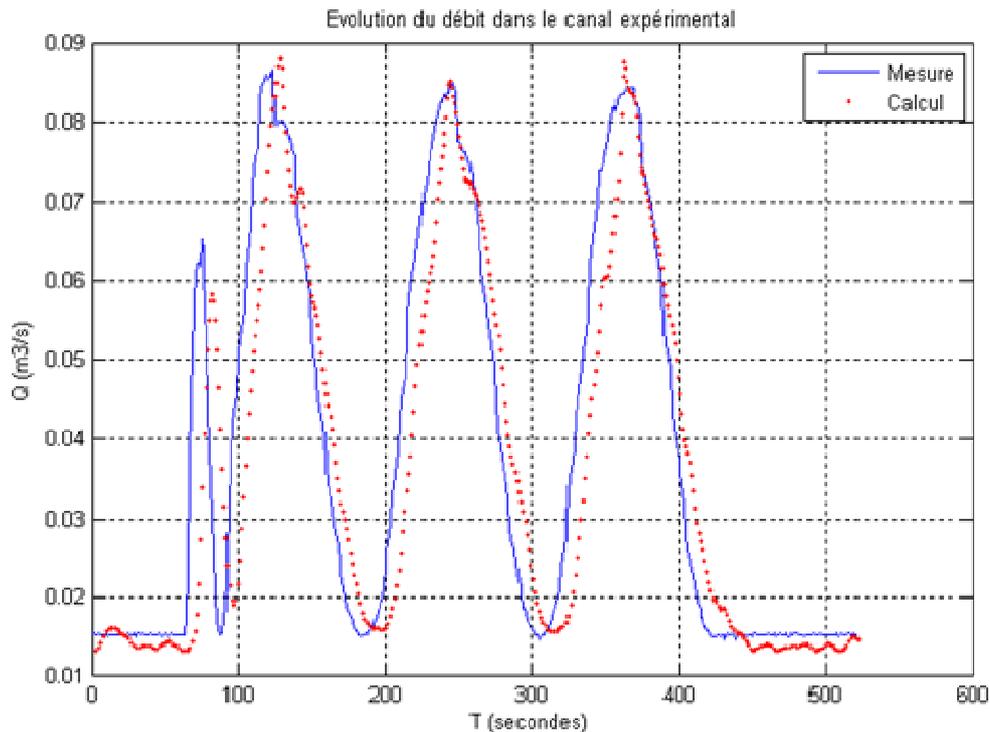


Figure C-4 : Exemple de comparaison entre le débit calculé selon la méthode développée (en rouge) et le débit mesuré en laboratoire (en bleu)

C.1.1.2.3 Test et validation sur site grandeur nature

Après validation de la méthode en laboratoire, celle-ci a été mise en œuvre sur différents sites grandeur nature :

- Les collecteurs *Milan*, *Quai Forst* et *Zu Rhein* à Mulhouse (Lyonnaise des Eaux),
- Le *Steingiessen* à Strasbourg (Communauté Urbaine de Strasbourg),
- Le *Routhouan* à Saint-Malo (Veolia).

La Figure C-5 illustre les résultats obtenus sur le collecteur *Milan* à Mulhouse. L'écart typique entre les hauteurs amont et aval mesurées est d'une dizaine de centimètres, ce qui est supérieur aux incertitudes de mesure et donc suffisant pour pouvoir appliquer la méthode. Sur cette figure, les points rouges correspondent au débit calculé ; la courbe bleue correspond à une mesure effectuée par un débitmètre hauteur-vitesse (capteur *Doppler* continu). Nous constatons que globalement les débits calculés reproduisent bien les débits mesurés, notamment concernant les débits de pointe (erreur maximale de 13% inférieure à l'incertitude de mesure du débit sur site). Concernant les petits débits, nous observons clairement les variations quotidiennes du débit lors du temps sec entrecoupées par les variations brutales du débit lors des événements pluvieux. Remarquons que le capteur *Doppler* continu « décroche » régulièrement, notamment aux petits débits.

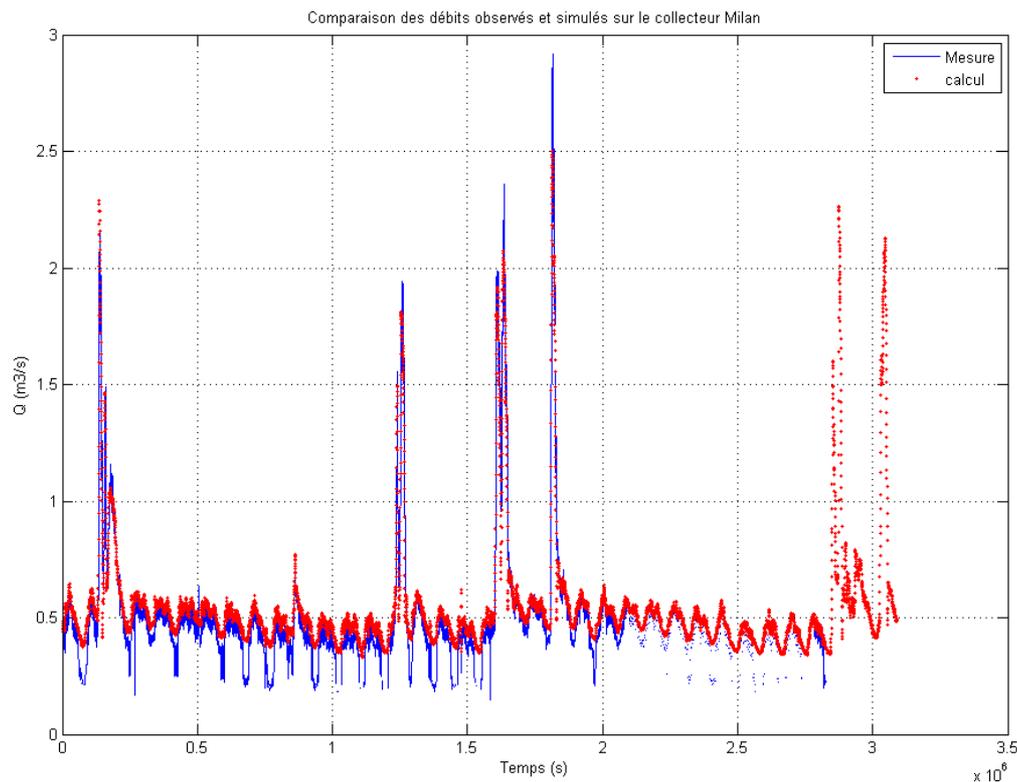


Figure C-5 : Exemple de résultat obtenu sur le collecteur Milan à Mulhouse

C.1.1.3 Valorisation

Plusieurs communications et publications ont été écrites pour valoriser le travail effectué. La méthode « courbe de remous » et son application au *Steingiessen* ont ainsi été valorisées sous forme d'articles (Isel *et al.* 2012a, Isel *et al.* 2013b). La comparaison avec la méthode « équation de Barré de Saint-Venant » a également été détaillée (Isel *et al.*, 2012b ; Isel *et al.*, 2013a).

Concernant une valorisation technique et non pas scientifique, un guide à destination d'un public opérationnel a été écrit sur base de ces travaux (Vazquez *et al.* 2012). Celui-ci présente la méthode d'un point de vue purement technique : principe de mesure, avantages et inconvénients, conditions de mise en œuvre. On trouve notamment dans ce guide :

- La mode opératoire, notamment l'évaluation de l'incertitude sur le débit compte tenu (entre autres) des incertitudes de mesure des hauteurs d'eau (environ +/- 1 cm),
- Les avantages et les inconvénients,
- Des exemples de mise en œuvre.

Ce savoir-faire, qui appartient au laboratoire ICube (ex-IMFS, dépendant de l'ENGEES, de l'Université de Strasbourg, du CNRS et de l'INSA de Strasbourg), a été protégé par enveloppe Soleau grâce à l'appui juridique de la SATT Conectus. La startup 3D Eau a vu le jour en avril 2014, notamment pour utiliser ce savoir-faire dans le cadre d'un contrat de licence avec le laboratoire.

C.1.2. Evaluer un débit par la mesure de la hauteur d'eau et de la vitesse

Ce travail s'intéresse à une méthode de détermination du débit Q à partir de la mesure, dans une section donnée, de la hauteur d'eau h et du profil vertical de vitesse $V(y)$ (obtenu par un profilomètre (Figure C-6). Il existe d'autres technologies disponibles sur le marché (Doppler continu, temps de transit...); l'accent a été mis ici sur les profilomètres qui, s'ils correspondent à des capteurs relativement chers sur le marché, présentent l'avantage de procéder à une véritable cartographie de la vitesse (sur une ligne) et donc de permettre un lien avec les phénomènes physiques. Cet avantage permet d'espérer pouvoir transposer le modèle développé ici à d'autres configurations non testés dans le cadre de ce projet.

Les objectifs de cette méthode sont de déterminer le débit dans les cas où une évaluation à partir d'une ou plusieurs hauteurs d'eau n'est pas possible tout **en réduisant au maximum l'incertitude liée à la méconnaissance du champ de vitesses** autour de la zone mesurée par le capteur. La méthode est illustrée par l'équation C-2.

$$Q = f[h, V(y)]$$

Eq C-2



Figure C-6 : Profilomètre posé dans une canalisation à surface libre

En pratique, un seul capteur est mis en place sur la station de jaugeage et le débit est calculé sur base des mesures effectuées par ce capteur ainsi que du modèle développé dans le cadre de ce travail.

C.1.2.1 Etat de l'art

Il existe plusieurs méthodes d'évaluation du débit à partir d'une ou de plusieurs mesures de vitesse :

- Le modèle empirique de la vitesse moyenne selon lequel le débit est calculé selon l'équation suivante où K est un paramètre à caler numériquement (Koelling 1994) ou expérimentalement (Teufel 2006, ISO 2010).

$$Q = A \frac{K}{n} \sum_{i=1}^{i=n} U_i \quad \text{Eq C-3}$$

- Le modèle des vitesses pondérées selon lequel chaque vitesse est pondérée par le ratio $w_i = A_i/A$, rapport de la surface affectée à la vitesse sur la surface totale (Howes *et al.*, 2011).

$$Q = A \sum_{i=1}^{i=n} w_i U_i \quad \text{Eq C-4}$$

- Le principe de plus grande entropie (POME) utilisant un système de coordonnées basé sur la position du dip-phénomène (Chiu & Chiou 1986).

La principale limite de tous ces modèles est qu'aucun n'est physiquement ni phénoménologiquement basé. En effet, les deux premiers nécessitent un calage spécifique à la station de jaugeage alors que le troisième, une fois le dip-phénomène localisé, présuppose arbitrairement une distribution de vitesse centré autour de ce dernier.

C.1.2.2 Description du travail effectué

La méthodologie suivie est illustrée sur l'organigramme présenté dans la Figure C-7.

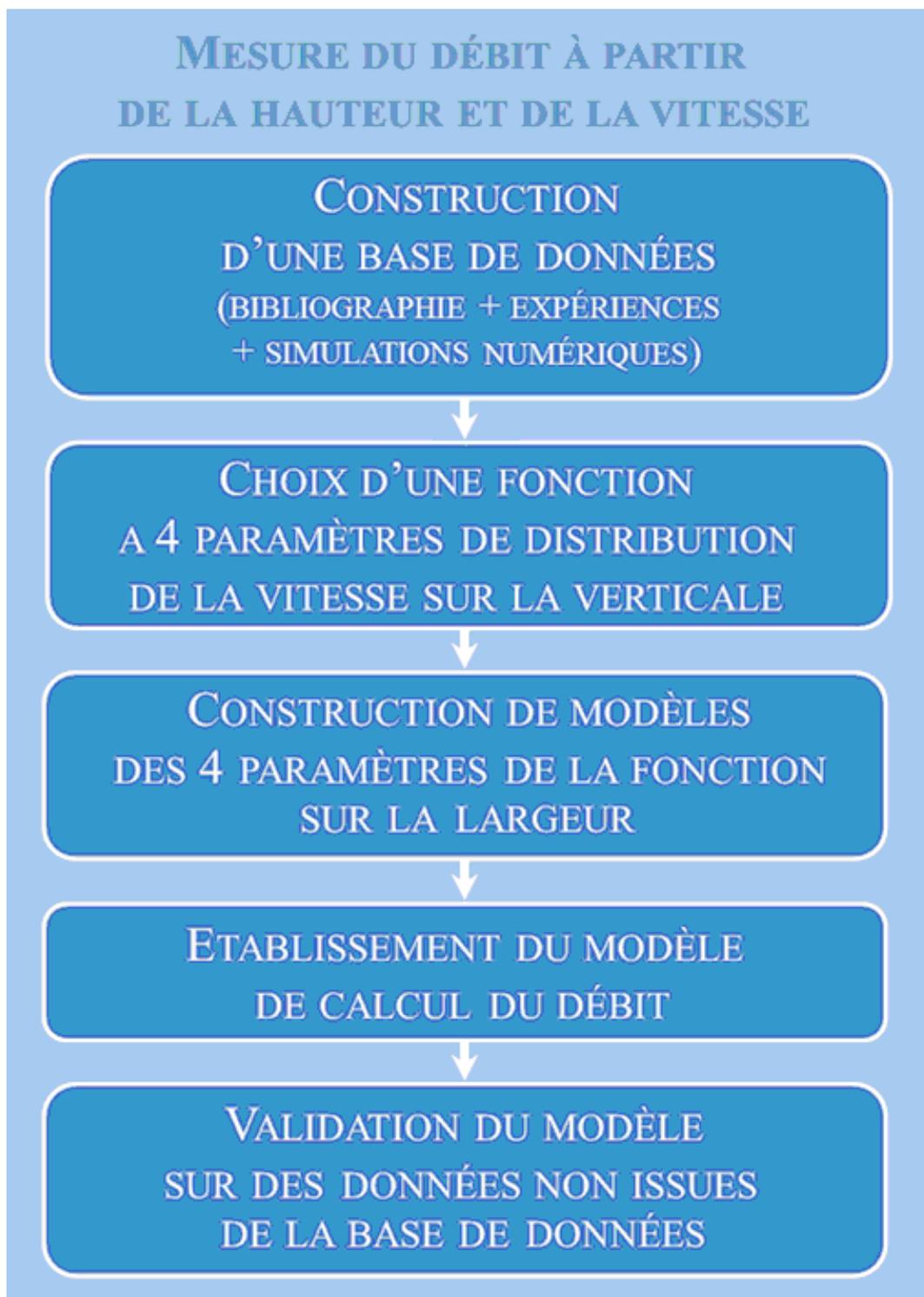


Figure C-7 : Organigramme descriptif du travail effectué pour la méthode d'évaluation du débit à partir de la hauteur et de la vitesse

C.1.2.2.1 Construction d'une base de données

La compilation de données issues de la bibliographie, d'expériences ainsi que de simulations numériques effectuées dans ce but a permis la construction d'une base de données de champs de vitesses en canal à surface libre sur la gamme de conditions hydrauliques suivantes. Dans ce tableau, le rapport d'aspect est le ratio de la largeur B sur la hauteur d'eau h ; le nombre de Froude, le ratio de la vitesse moyenne U sur la racine carrée du produit de l'accélération gravitationnelle g par la hauteur d'eau h . Ces conditions balayent aussi des canaux très étroits ($Ar = 0,8$) que des canaux plus larges (jusqu'à $7,0$). En termes de régime d'écoulement, des écoulements fortement fluviaux ($Fr = 0,2$) comme torrentiels ($1,4$) sont balayés.

Tableau C-2 : Gamme des conditions hydrauliques de la base de données

Rapport d'aspect $Ar = \frac{B}{h}$	Entre 0,8 et 7,0
Nombre de Froude $Fr = \frac{U}{\sqrt{gh}}$	Entre 0,2 et 1,4

C.1.2.2.2 Choix de la fonction de distribution de la vitesse sur la verticale

La fonction choisie pour décrire la distribution de la vitesse sur un profil vertical est la suivante (Guo & Julien, 2003 ; Guo et al., 2005 ; Guo & Julien, 2008). Dans cette équation, $U(y)$ est la vitesse à la position y ; κ est la constante de Van Karman.

$$\frac{U(y)}{u_*} = \frac{1}{\kappa} \ln \left(\frac{y}{y_0} \right) + \frac{2\Pi}{\kappa} \sin^2 \left(\frac{\pi}{2} \frac{y - y_0}{\delta - y_0} \right) - \frac{1}{3\kappa} \left(\frac{y - y_0}{\delta - y_0} \right)^3 \quad \text{Eq C-5}$$

Cette fonction fait intervenir 4 paramètres :

- u_* : vitesse de frottement définie comme $\sqrt{\frac{\tau}{\rho}}$ où τ est la contrainte de cisaillement moyenne au fond et ρ la masse volumique de l'eau,
- y_0 : position de la vitesse nulle,
- δ : position du dip-phénomène (maximum de vitesse),
- Π : paramètre de Coles. Ce dernier paramètre doit surtout être perçu comme un paramètre d'ajustement aux vitesses mesurées.

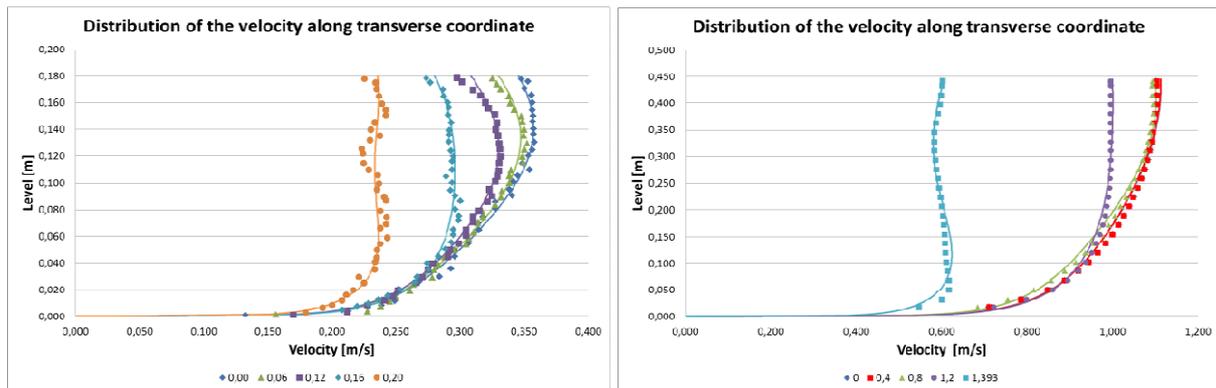


Figure C-8 : Exemples d'utilisation de la fonction choisie pour décrire le profil vertical de la vitesse dans un canal à surface libre (Solliec *et al.*, 2013a)

C.1.2.2.3 Modélisation des paramètres de la fonction sur la largeur

Afin d'extrapoler la mesure effectuée par le capteur à l'ensemble de la section de passage, des modèles de variation de chacun des quatre paramètres sur la largeur ont été établis (Solliec *et al.*, 2013a).

C.1.2.2.4 Méthode d'intégration du débit

L'utilisation des modèles précédents permet de déterminer le champ de vitesses dans toute la section de passage de l'écoulement, ce qui permet d'aboutir après intégration au débit. La méthode est synthétisée sur la figure suivante (Figure C-9) (Solliec *et al.*, 2013a).

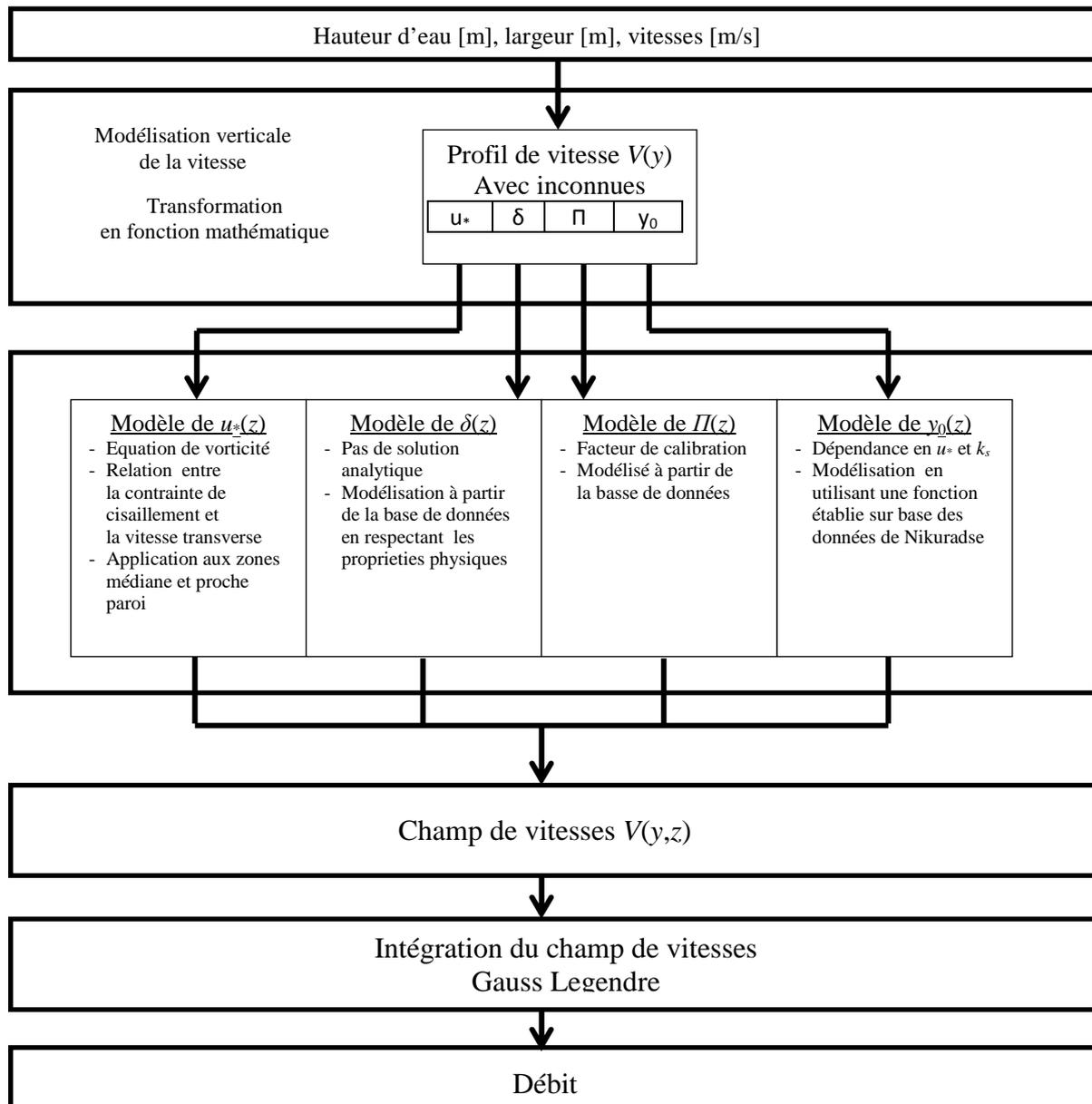


Figure C-9 : Méthode proposée pour le calcul du débit.

C.1.2.2.5 Influence du capteur

Une démarche spécifique a été mise en œuvre pour corriger les vitesses mesurées à proximité immédiate du capteur, ces dernières étant perturbées par le capteur en lui-même (Sollic et al., 2012).

C.1.2.2.6 Validation de la méthode

La méthode mise au point a enfin été validée sur des données complètement distinctes de la base de données utilisées pour établir les modèles utilisés.

Les premières mesures de validation ont été menées en canal de laboratoire au sein de l'entreprise NIVUS GmbH (0,35 m de largeur et 9 m de long). La référence de débit était un

débitmètre électromagnétique *Khrone* positionné sur un DN250 en charge et présentant une incertitude de 1%. Le profil de vitesse a été mesuré avec un capteur de petite taille spécialement adapté aux dimensions du canal (Sollic *et al.*, 2012). L'erreur moyenne par rapport à la référence était inférieure à 5%.

Une seconde campagne de validation a été mise en œuvre sur site grandeur nature. Il s'agit du canal de sortie de la station de traitement des eaux usées de Great Billing au Royaume-Uni. Le canal est rectangulaire avec une largeur de 1,5 m. La référence en débit est un canal *Venturi* situé en aval du site de mesure ; ce canal est précis à 5% près. La comparaison entre cette référence et le débit calculé selon la méthode proposée à partir d'un capteur profilomètre mis en place sur site est de 3%.

La qualité des résultats dans les deux cas conduit à considérer la méthode proposée comme validée.

Tableau C-3 : Validation de la méthode proposée contre des mesures de laboratoire et de terrain

Paramètre	Mesure en laboratoire	Mesure de terrain
Hauteur d'eau	$0,07 \text{ m} < h < 0,50 \text{ m}$	$0,07 \text{ m} < h < 0,50 \text{ m}$
Largeur	0,35 m	1,50 m
Fréquence d'acquisition des données	Acquisition toutes les 30 s	Acquisition toutes les 1 min
Rapport d'aspect	$0,70 < Ar < 4,90$	$2,60 < Ar < 7,00$
Nombre de Froude	$0,10 < Fr < 2,20$	$Fr = 0,40$
Erreur moyenne par rapport à la référence	< 5%	< 5%

C.1.2.3 Valorisation

Plusieurs communications et publications ont été écrites pour valoriser le travail effectué. La méthode de détermination du débit a ainsi été valorisée sous forme de communications (Sollic *et al.*, 2012 ; Sollic *et al.*, 2013b ; Sollic *et al.*, 2013c) et de publication (Sollic *et al.*, 2013a).

C.1.3. Conclusion

La sous-tâche 1.1 a vu l'établissement de deux méthodes de détermination du débit :

- Une méthode fondée sur la mesure de deux hauteurs d'eau dans des sections distinctes : cette méthode est à présent opérationnelle.
- Une méthode fondée sur la mesure dans une section de la hauteur d'eau et d'un profil vertical de vitesse : cette méthode est à présent opérationnelle.

C.2. Sous-tâche 1.2 : Champs de vitesses en sections sous influence

Cette partie s'appuie sur la mise en œuvre de codes commerciaux pour constituer une bibliothèque de données de référence. En effet, avec le développement très rapide des moyens informatiques ces 15 dernières années, la modélisation de type CFD (Computational Fluid Dynamics) est devenue un outil courant et performant au service des ingénieurs et des chercheurs. L'approche de type CFD est fondée sur la résolution des équations en moyenne de Reynolds (ou Navier-Stokes moyennées) qui permettent de décrire de façon détaillée les phénomènes présents au sein des écoulements turbulents tridimensionnels et à surface libre.

Le premier objectif de ce travail est donc la validation des modèles tridimensionnels en termes de turbulence, modélisation de la surface libre, maillage, conditions aux limites, conditions initiales par comparaison avec les mesures de champs de vitesses décrites ci-dessus. Le second objectif sera, à proprement parlé, l'établissement d'une bibliothèque de champs de vitesses pour les différentes perturbations engendrées par les ouvrages considérés.

C.2.1. Jonctions

C.2.1.1 Inventaire des paramètres prépondérants dans l'étude des jonctions

Les jonctions sont des éléments qu'on trouve dans chaque réseau hydrographique et à l'amont ou à l'aval de certains ouvrages hydrauliques tels que les déversoirs d'orage. D'après les travaux de Gurram *et al.* (1997), les paramètres qui affectent les caractéristiques de l'écoulement dans une confluence sont : l'angle de la jonction, le rapport des débits (soit débit latéral sur débit total, soit débit latéral sur débit principal) et le nombre de Froude aval de l'écoulement. Dans cette partie, nous établissons un inventaire de ces paramètres pour expliquer leur contribution dans l'étude du comportement des écoulements dans un canal à jonction.

C.2.1.1.1 Angle de la jonction

Best and Reid (1984) ont développé une étude expérimentale sur l'écoulement dans les jonctions en variant ses angles et en gardant constant le nombre de Froude aval ($Fr = 0,3$) et le débit total dans le canal aval de la jonction. Ils ont obtenu une zone de recirculation définie par le rapport longueur / largeur. La largeur et la longueur de la zone de séparation augmentent en fonction de l'augmentation de l'angle de la jonction et le rapport entre le débit latéral et le débit total. Ce résultat nous amène à conclure que l'angle de 90° constitue le cas le plus défavorable dans l'écoulement à travers une jonction. En effet, pour une jonction à 90° le rapport largeur sur longueur de la zone de séparation est maximal impliquant un désordre qui règne au niveau de l'écoulement à l'aval d'une jonction.

C.2.1.1.2 Nombre de Froude aval

Plusieurs études ont montré que l'écoulement dans les jonctions est influencé par le nombre de Froude aval. L'étude expérimentale réalisée par Carballada *et al.* (1981), reprise par

Gurram *et al.* (1997), a montré que les résultats dépendent du nombre de Froude aval au même titre que l'angle et le rapport de débits. Hsu *et al.* (2002) ont exprimé la perte d'énergie en fonction de la variation du nombre de Froude aval mettant ainsi en avant la variation de plusieurs paramètres tels que la hauteur d'eau et la largeur de la zone de séparation. Une étude réalisée par Kesserwani *et al.* (2007) montre que la sensibilité des résultats des études d'écoulements dans les jonctions est plus importante quand il s'agit de varier le nombre de Froude, au-delà de 0,35, que de varier les autres paramètres (l'angle et le rapport de débits). Dans ce qui suit les écoulements avec des nombres de Froude aval inférieur à 0,35 (cas Mignot *et al.*, 2012) et supérieur à 0,35 (cas Weber *et al.*, 2001) vont être explorés.

C.2.1.1.3 Rapport de débits

Best *et al.* (1984) ont développé une étude sur les jonctions en variant les valeurs du ratio de débits (débit latéral sur débit aval). Les résultats montrent que les maximums de la largeur et de la longueur de la zone de séparation sont obtenus pour un débit dans la branche latérale supérieure ou égale à 75% du débit total. Mamedov (1989) a développé un modèle empirique qui relie le rapport de débits, le ratio longueur-largeur de la zone de séparation, l'angle de la jonction et le ratio de vitesse (amont principal et aval). Ainsi, il a pu valider les hypothèses qui évoquent la forte dépendance entre le rapport de débits et le ratio largeur-longueur de la zone de séparation.

Dans cette étude, on va se placer dans le cas où les majeures variations seront effectuées au niveau du rapport de débits. Un grand intérêt sera consacré à caractériser les dimensions de la zone de séparation, la variation de la vitesse d'écoulement à l'aval de la jonction, la localisation des courants secondaires et l'évolution de l'énergie cinétique turbulente. Quant aux autres paramètres, on a choisi de se placer dans les conditions extrêmes d'angle et de nombre de Froude, en effet, on étudiera un canal à jonction dont l'angle est 90°, ce cas ne facilite pas l'insertion du flux provenant de la branche latérale pour atteindre l'aval du canal. Le cas de Weber *et al.* (2001) sera simulé car il permet de tester les modèles CFD en vue de représenter un écoulement à travers une jonction avec un nombre de Froude aval de 0,37. En effet, Kesserwani *et al.* (2007) rappelle que pour $Fr > 0,35$, les erreurs sur les estimations de vitesses sont de plus en plus prépondérantes.

C.2.1.2 Simulation numérique des écoulements à travers une jonction de canaux à surface libre

Les logiciels commerciaux Ansys-CFX et Ansys-Fluent version 14 ont été utilisés pour pouvoir simuler en 3D les écoulements au niveau d'une jonction à 90°. Plusieurs modèles de turbulence sont proposés et intégrés dans ces codes. Le modèle RNG k- ϵ a été choisi pour représenter la turbulence moyenne dans l'écoulement. En effet, plusieurs travaux comme ceux menés par Yakhot *et al.*, (1992), Bradbrook *et al.*, (1998) ou plus récemment Shakibainia *et al.*, (2010), et Momplot *et al.* (2012) ont montré que ce modèle représentait un bon compromis entre un modèle de turbulence dit homogène et isotrope et un modèle permettant de représenter l'aspect anisotrope de la turbulence, mais très coûteux en temps de calcul.

Les conditions aux limites liées à la résolution des équations de Navier-Stokes intégrées dans les codes utilisés sont les suivantes :

- Entrée : Vitesse uniforme \bar{U} à travers une section mouillée afin d'injecter un débit. Une intensité turbulente est également renseignée (elle est prise en moyenne autour de

- 5%). Les longueurs des deux canaux à l'amont de la jonction doivent être suffisamment importantes afin de permettre au profil de vitesse de se développer ;
- Sortie : On impose la pression atmosphérique ;
 - Parois : La vitesse est considérée comme étant nulle au niveau de la paroi. Les lois de parois permettent de faire la connexion entre les écoulements de proche parois et l'écoulement moyen. Les lois de parois proposées par Launder et Spalding (1974) et une autre dite *Scalable* (Grotjeans and Menter, 1998) sont utilisées dans le cadre de cette étude ;
 - Surface libre : La surface libre est représentée comme étant un plan rigide. En effet, la hauteur d'eau est connue au préalable (pour des débits donnés dans les deux branches amont) grâce à des calculs hydrauliques préliminaires simples et elle est imposée dans le domaine de calcul.

Les dimensions des canaux rectangulaires modélisés sont les suivantes : branche principale : $0,3 \times 0,3 \times 40$ m et branche latérale $0,3 \times 0,3 \times 10$ m. Les dimensions transversales et verticales sont similaires à celles d'une installation expérimentale représentant la jonction de canaux rectangulaires permettant d'étudier les écoulements à surface libre (Mignot *et al.*, 2012). Cette installation est disponible au LMFA (Laboratoire de Mécanique des Fluides et Acoustique de l'INSA de Lyon). Plusieurs maillages comprenant de 64 000 à près de 400 000 hexaèdres ont été élaborés et un exemple est représenté sur la Figure C-10.

Les équations seront ainsi discrétisées selon cette grille de calcul. Les schémas de discrétisation de type TVD et d'ordre 2 ont été utilisés. Ces schémas sont performants et permettent de capturer les chocs (type ressaut hydraulique ou front sec, ...) (Buyer, 2002).

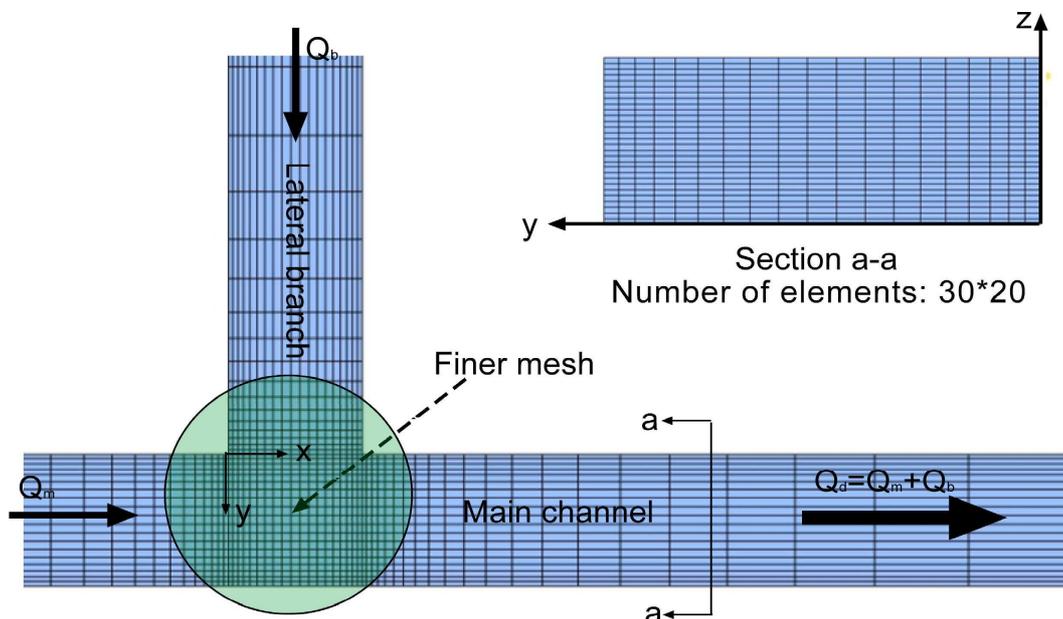


Figure C-10 : Discrétisation du domaine de calcul

Les résultats obtenus ont permis de définir trois zones principales à l'aval d'une jonction (Figure C-11) :

- Zone 1 : Zone fortement perturbée – elle naît immédiatement à l'aval de la jonction et est caractérisée par la présence d'une zone de recirculation.
- Zone 2 : Zone hétérogène – le profil de vitesse reste encore perturbé. Le régime pleinement développé n'est pas encore en place.
- Zone 3 : Zone pleinement développée – le profil de vitesse redevient symétrique.

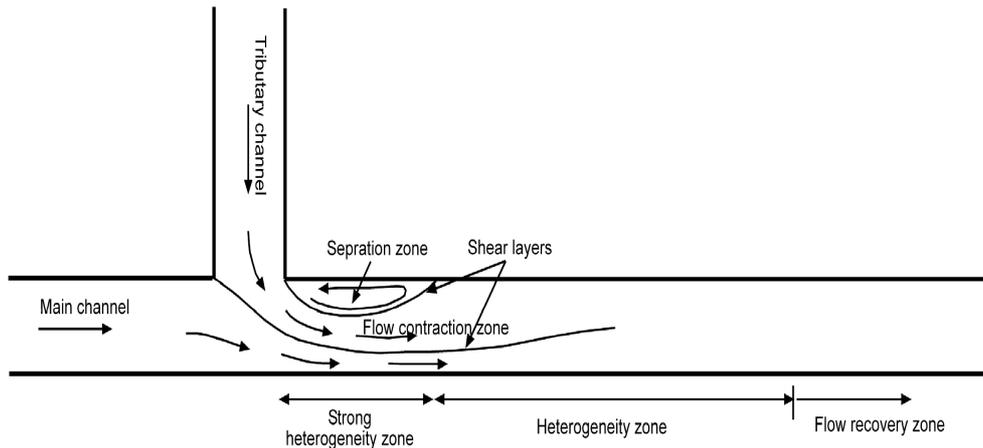


Figure C-11 : Différentes zones caractéristiques à l'aval d'une jonction

La Figure C-12 montre le champ de vitesses obtenu pour un écoulement avec 1 l/s dans le canal principal et 3 l/s dans le canal latéral.

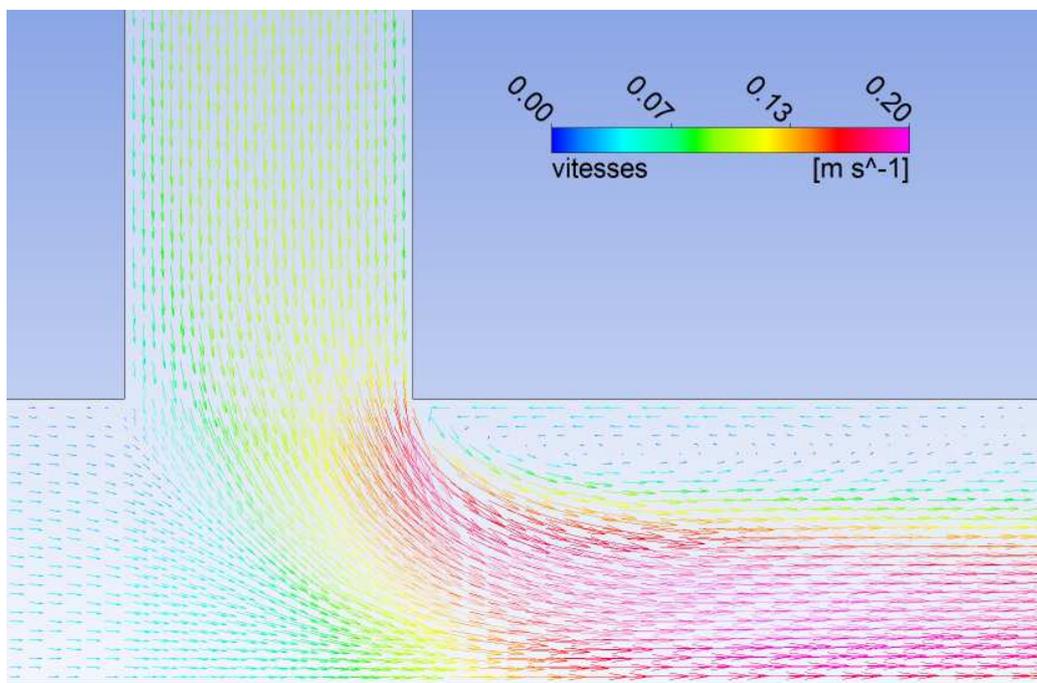


Figure C-12 : Champ de vitesses au niveau de la jonction – Mise en évidence de la zone de recirculation - débit branche latérale = 3 l/s et débit branche principale = 1 l/s (vitesse longitudinale maximale autour de 0,2 m/s)

Ensuite, nous avons extrait les contours de vitesse au niveau des sections indiquées sur la Figure C-13.

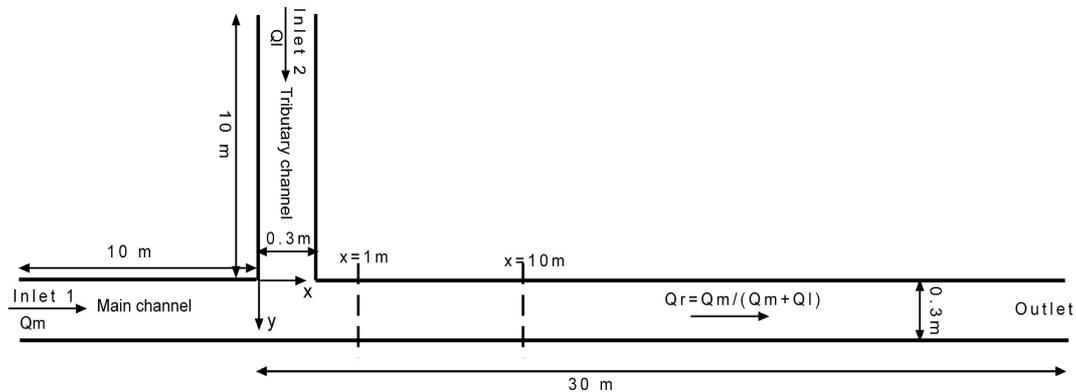


Figure C-13 : *Emplacement des sections au niveau desquelles les contours de vitesse ont été représentés*

Les premières simulations avaient pour but de tester les modèles hydrodynamiques 3D permettant de représenter la structure de l'écoulement turbulent tridimensionnel à surface libre à travers une jonction. Les résultats obtenus permettent de retenir les points suivants :

- Le modèle de turbulence RNG-k-epsilon semble être un modèle de fermeture approprié pour ce type d'écoulement.
- Les schémas de discrétisation d'ordre 2 paraissent pertinents. La loi de paroi joue un rôle considérable. Le modèle de paroi *Scalable* semble approprié et est **moins dépendant de l'organisation du maillage près des parois**.
- Trois zones ont pu être identifiées à l'aval de la jonction.
- Il faut une distance équivalente à 33 fois la largeur du canal pour retrouver un profil quasi-symétrique à l'aval d'une jonction.

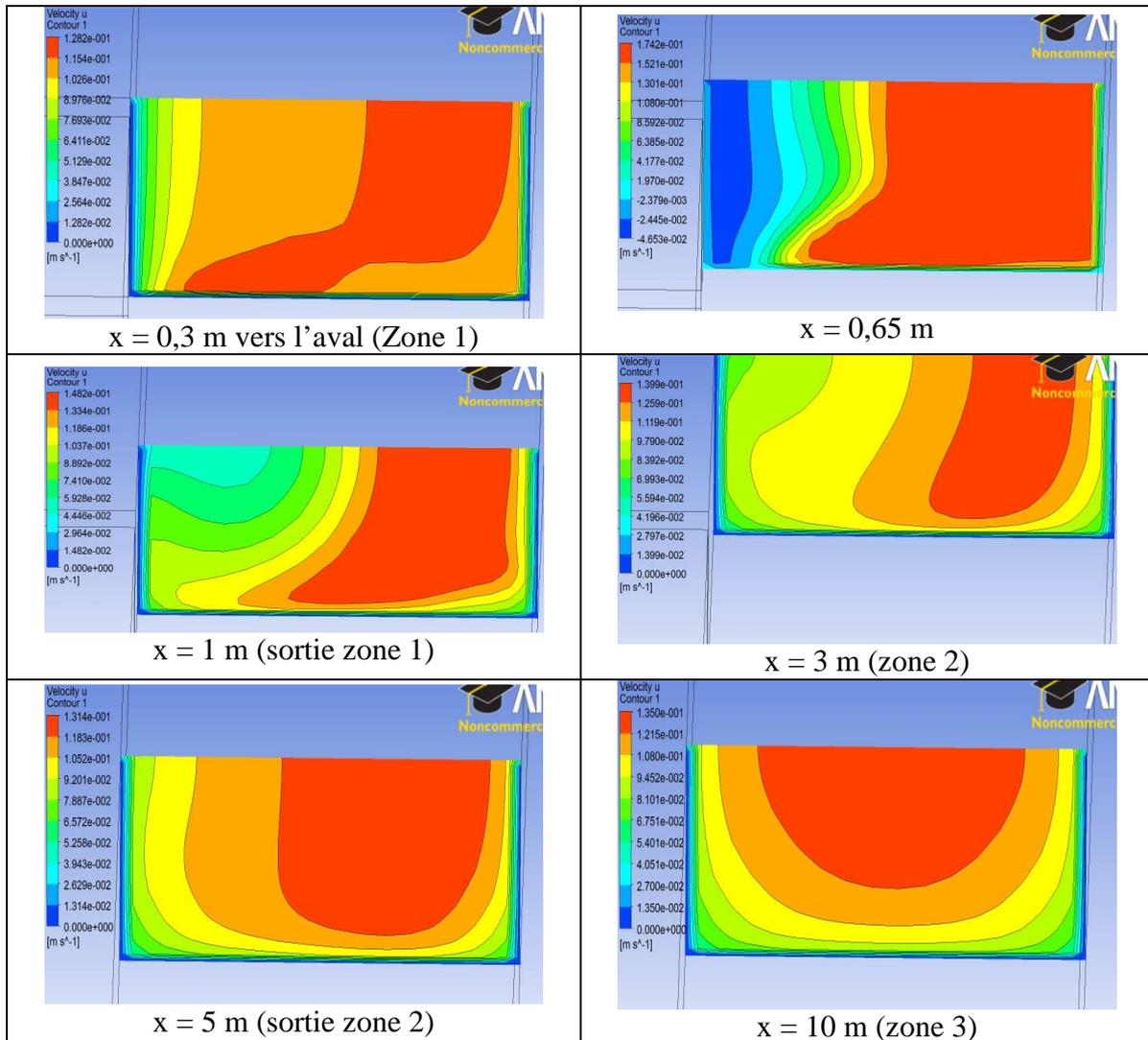


Figure C-14 : Contour de vitesse dans différentes zones à l'aval d'une jonction à 90 °. Un débit de 2l/s a été injecté au niveau de chaque branche

C.2.2. Déviations

Le code de calcul utilisé est STAR CCM+. Il reprend les équations fondamentales B-1 et B-2. Parmi les modèles de turbulence disponibles sous STAR CCM+, deux sont testés : le k- ϵ Realizable et le SSG.

Le k- ϵ Realizable est un modèle du 1^{er} ordre, il s'agit d'une amélioration du k- ϵ Standard. Il dispose d'une nouvelle équation de transport pour le taux de dissipation ϵ et le coefficient C_μ supposé constant dans le modèle classique et égal à 0,09 est exprimé comme une fonction de l'écoulement moyen et des propriétés de la turbulence (Shih *et al.*, 1995). Ce modèle est adapté aux écoulements à forte courbure ou tourbillonnaires.

Le modèle SSG est un modèle du 2nd ordre, il a été établi par Sarkar *et al.* (1991). C'est l'un des modèles au second ordre le plus répandu. Des études menées par Caqueray *et al.* (2009)

sur des canaux à surface libre à l'aide du SSG ont prédit des résultats très corrects. Nous choisissons donc ce modèle pour nos calculs au second ordre.

Deux approches sont étudiées : une approche monophasique et une approche diphasique. Cette dernière fait appel à la méthode 'volume de fluide' (VOF) (Hirt et Nichols, 1981). Cette méthode est destinée aux écoulements multiphasiques pour des fluides immiscibles. La distribution spatiale de chaque phase repose sur l'idée d'une fraction volumique : toute cellule est affectée d'une fraction volumique pour chaque phase. Ainsi, lorsque la cellule du maillage est remplie d'eau la fraction volumique est égale à 1, et vaut 0 lorsque cette même cellule est remplie par une autre phase. Dans cette même cellule, le modèle VOF considère que toutes les phases qui y sont présentes ont les mêmes vitesses, pressions et températures. Par conséquent, les équations de conservations de la masse et quantité de mouvement utilisées sont les mêmes que pour un écoulement monophasique (équations B-1 et B-2). Les seules différences sont les propriétés physiques qui sont calculées comme des fonctions des phases présentes et de leur fraction volumique. Ainsi, la masse volumique et la viscosité dynamique utilisée dans les équations sont calculées en utilisant les équations :

$$\rho = \sum_i \rho_i \alpha_i \quad \text{Eq C-6}$$

$$\mu = \sum_i \mu_i \alpha_i \quad \text{Eq C-7}$$

où $\alpha_i = \frac{V_i}{V}$ est la fraction volumique avec V_i le volume de la phase i et V le volume de la cellule, ρ_i est la masse volumique et μ_i la viscosité dynamique de la $i^{\text{ème}}$ phase.

Dans un premier temps, nous étudions les modèles et options disponibles sous STAR CCM+ sur trois cas-tests. Cette étude permettra de sélectionner les options de modélisations appropriées avant de les appliquer aux déviations.

C.2.2.1 Validation de la démarche de modélisation

C.2.2.1.1 Cas-test 1 : Canal circulaire droit

Ce cas-test repose sur l'écoulement dans une conduite circulaire sans déviation. Cette étude a été faite expérimentalement par Knight *et al.* (2000).

Le dispositif expérimental consiste en une conduite en plexiglas de 21,26 m de long, d'un diamètre interne de 244 mm et d'une pente de 0,1%. La conduite est pleine à 50,6% soit une hauteur d'eau de 123,5 mm. La géométrie pour nos calculs sera prise plus grande que la conduite expérimentale afin d'être sûr que l'on obtient un écoulement pleinement développé. Nous prenons une longueur de 30 mètres au lieu de 21,26 m.

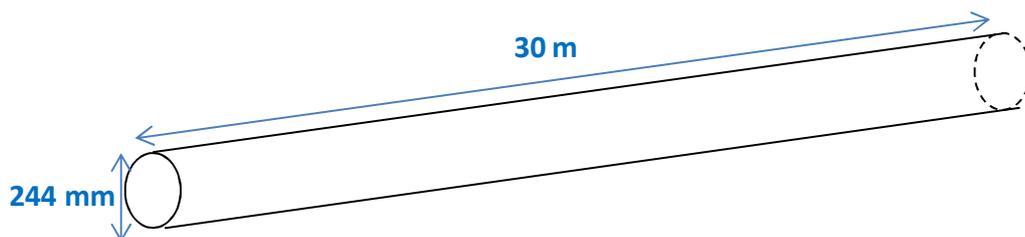


Figure C-15 : Géométrie étudiée

Approche monophasique

Le maillage utilisé comprend 1,9 millions de cellules. Ces dernières, présentées sur la Figure C-16, sont des polyèdres, forme optimale pour un calcul sous STAR CCM+.

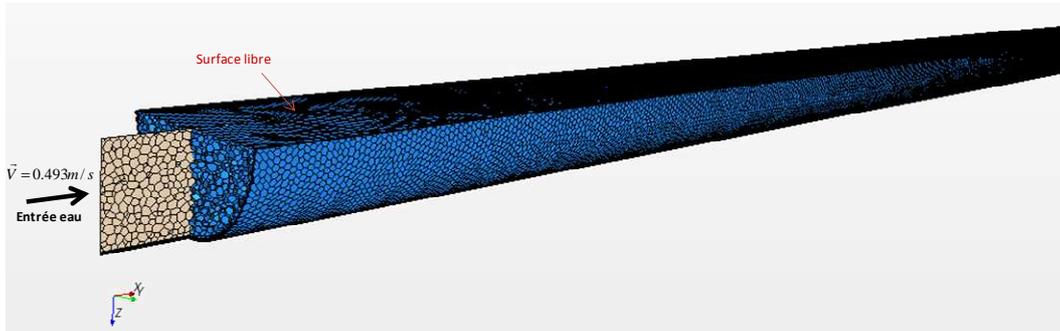


Figure C-16 : Maillage du domaine de calcul

Les conditions aux limites utilisées pour cette approche sont les suivantes :

- Entrée : vitesse uniforme égale à 0,493 m/s, les intensités turbulentes sont prises à 5%.
- Sortie : une pression hydrostatique est imposée.
- Parois : elles sont considérées comme des murs avec une condition de non-glissement à la paroi, ainsi la composante tangentielle de la vitesse est égale à 0 m/s. L'approche Haut-Reynolds est adoptée pour le maillage, ainsi des lois de paroi sont utilisées. Ces lois prévoient un profil logarithmique (Lauder *et al.*, 1974). Le code STAR CCM+ utilise la loi de Reichardt's pour la zone tampon.
- Surface libre : elle est représentée par un toit rigide avec une condition de glissement.

La Figure C-17 présente les champs de vitesses dans la zone développée pour les deux modèles de turbulence. Cette figure montre que le modèle du 1^{er} ordre ne permet pas de visualiser les courants secondaires contrairement à celui du 2nd ordre. Le modèle SSG permet de voir deux tourbillons contrarotatifs.

Traçons les iso-contours de vitesse normalisés par la vitesse moyenne obtenus en SSG dans un plan où l'écoulement est développé et comparons aux résultats de Knight *et al.* (2000). La Figure C-18 montre clairement le *dip phenomenon* (vitesse maximale située en dessous de la surface libre) obtenu expérimentalement. Notre calcul en monophasique ne permet pas de l'obtenir, le maximum de vitesse se situe à la surface libre et non au centre de la conduite comme obtenu par Knight *et al.* (2000). Une approche monophasique n'est donc pas suffisante pour obtenir ce phénomène, c'est pourquoi nous allons dans un second temps prendre l'approche diphasique.

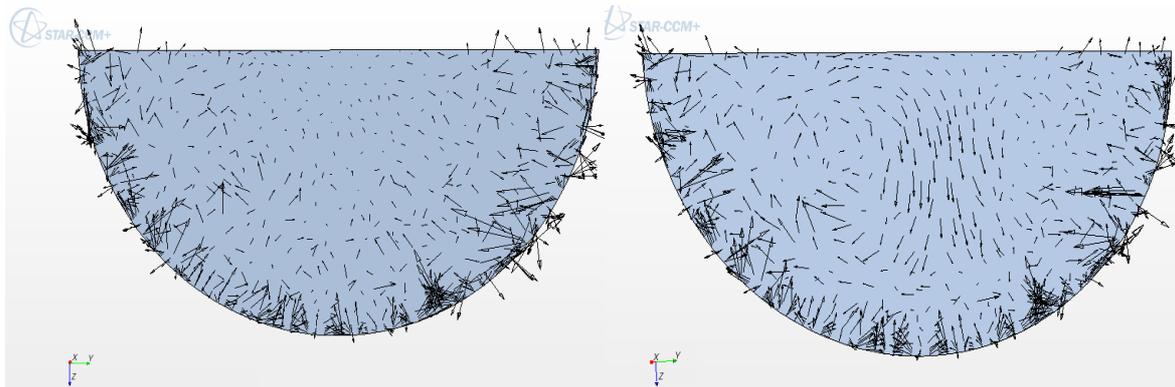


Figure C-17 : Champ de vitesses dans un plan transversal. $k-\varepsilon$ (à gauche) et SSG (à droite)

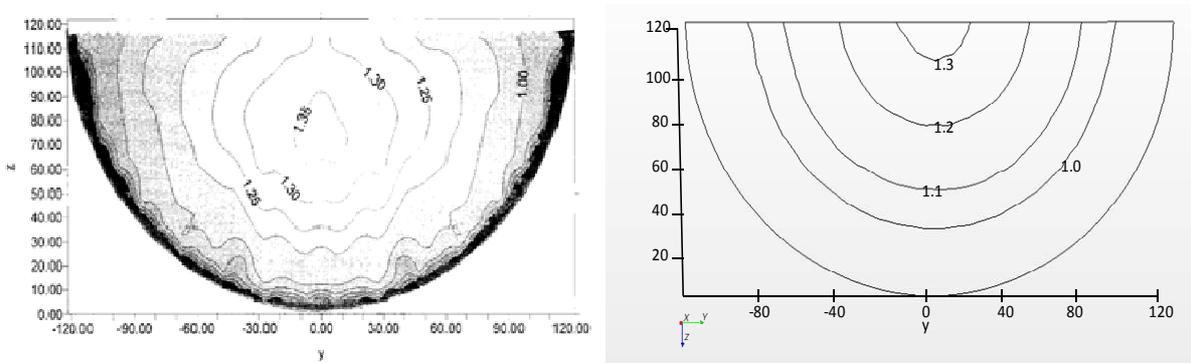


Figure C-18 : Iso-contour de vitesse dans un plan transversal. Knight et al. (à gauche) et SSG (à droite)

Knight *et al.* (2000) ont mesuré la contrainte de cisaillement sur le périmètre mouillé à l'aide de la technique de Preston (tube de Pitot). Ils l'ont comparée avec la valeur théorique donnée par la méthode globale.

À une échelle globale, le principe fondamental de la dynamique (équilibre entre les forces de gravité et de frottement) permet de définir le cisaillement moyen selon l'équation suivante :

$$\tau_0 = \rho g R_h I$$

Eq C-8

où ρ est la masse volumique du fluide, g la pesanteur, R_h le rayon hydraulique et I la pente.

Le Tableau C-4 présente les valeurs moyennes obtenues par le code STAR CCM+ pour chaque modèle en régime développé. Il montre que le modèle $k-\varepsilon$ Realizable sous-estime fortement les valeurs du cisaillement, ceci vient du fait qu'il ne prend pas en compte l'anisotropie de la turbulence et des contraintes de Reynolds.

Tableau C-4 : Comparaison des contraintes de cisaillement obtenues pour chaque modèle

	Méthode globale	Expérience	SSG	k-ε Realizable
$\tau_0(\text{N/m}^2)$	0,597	0,576	0,458	0,334
écart	—	-3,5%	-23,2%	-44,0%

Approche diphasique

Le SSG est le modèle maintenu dans cette étude car c'est celui présentant pour le taux de cisaillement des écarts aux résultats expérimentaux les plus bas et un champ de vitesses cohérent. Le maillage utilisé est présenté sur la Figure C-19. La phase eau est représentée en bleu, et la phase air en rouge.

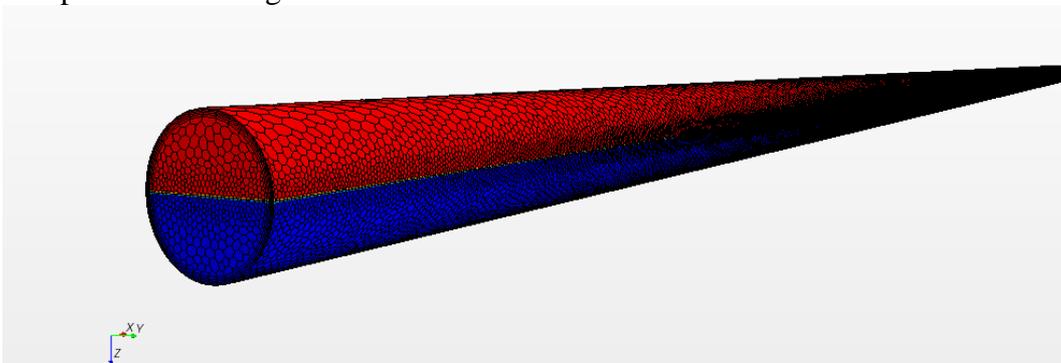


Figure C-19 : Maillage du domaine de calcul

Traçons les iso-contours de vitesses comme précédemment. La Figure C-20 permet de voir que l'approche diphasique fait apparaître le *dip phenomenon*. La position de ce dernier est toutefois plus basse que les essais expérimentaux. Les valeurs sont également plus faibles.

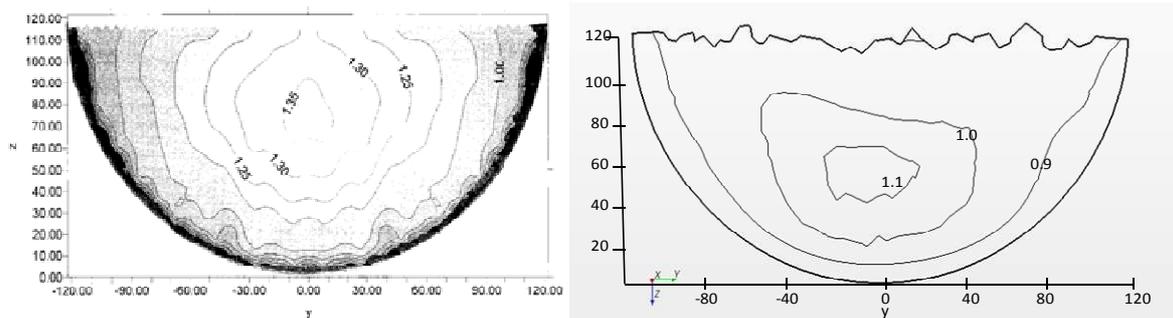


Figure C-20 : Iso-contours de vitesse dans un plan transversal. Knight et al. (à gauche) et SSG (à droite)

Intéressons-nous à présent au taux de cisaillement donné par un calcul diphasique. Le tableau suivant montre qu'un calcul diphasique donne des valeurs plus proches des résultats expérimentaux qu'un calcul monophasique.

Le Tableau C-4 présentant les résultats du monophasique donnait au mieux un écart de 23,2% contre 12,4% dans l'approche diphasique (Tableau C-5).

Tableau C-5 : Contraintes de cisaillement obtenues en diphasique

	Méthode globale	Expérience	VOF
τ_0 (N/m ²)	0,597	0,576	0,523
Ecart	—	-3,5%	-12,4%

Knight *et al.* (2000) ont aussi calculé le taux de cisaillement au niveau de la surface libre. Le Tableau C-6 présente les résultats obtenus en monophasique et diphasique. La valeur obtenue est normalisée par la valeur de la contrainte donnée par la méthode globale. Ce tableau montre que l'approche monophasique donne un rapport entre la contrainte de cisaillement de la surface libre et de la valeur globale quasi-nulle (2%). Ceci s'explique par le fait que l'on a imposé un toit rigide. L'approche diphasique donne quant-à-elle une bonne estimation : en effet, l'on obtient un rapport de 87% contre 81% pour Knight *et al.*. Ce résultat très correct s'explique par le fait que l'approche diphasique prend en compte les interactions eau-air au niveau de la surface grâce à la méthode VOF.

Tableau C-6 : Comparaison des valeurs de contraintes de cisaillement obtenues

	Méthode globale	Monophasique	Diphasique
$\tau_{\text{surface}} / \tau_0$ (%)	81	2	87

C.2.2.1.2 Cas-test 2 : Canal circulaire déviation à 90°

Cette étude se base sur l'article de Larrarte *et al.* (2010). La géométrie étudiée est un collecteur circulaire ayant une longueur de 50 m en amont d'un coude de 90° et 120 m en aval. Le collecteur a une pente de 0,04% et une rugosité de 2 mm. L'importante longueur de la géométrie à l'amont doit permettre d'avoir un champ de vitesses développé, étape que nous avons vérifiée dans nos calculs. Dans cette étude, plusieurs rayons de courbure, hauteurs d'eau (h) et vitesses en entrée ont été testés. Nous prenons dans un premier temps la configuration suivante : un rayon de courbure de 6 m, un taux de remplissage (h/D) de 44% soit h=0,66 m et une vitesse d'entrée de 0,68 m/s.

Seul le modèle de turbulence du 2nd ordre est maintenu. Larrarte *et al.* (2010) ont mené leurs calculs sous CFX et en considérant l'approche monophasique.

Le maillage utilisé est présenté dans la Figure C-21. La nature de nos conditions aux limites est identique à celles de nos précédents calculs menés en monophasique. La valeur de la vitesse en entrée est prise à 0,68 m/s comme dans l'étude de Larrarte *et al.* (2010).

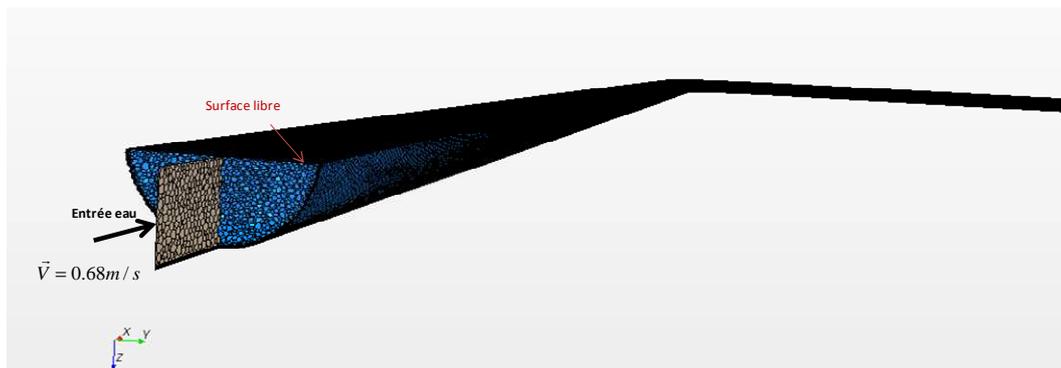
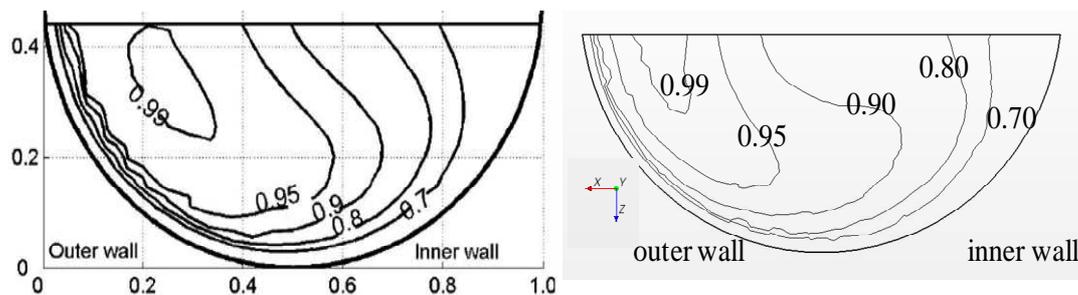


Figure C-21 : Maillage du domaine de calcul

Traçons les courbes d'iso-valeurs U/U_{\max} obtenues à dix fois la largeur à la surface libre en aval du coude. La Figure C-22 montre la dissymétrie de l'écoulement par rapport au plan vertical médian. La vitesse maximale est décalée vers l'extrados. Nos résultats sont en accord avec ceux de Larrarte *et al.* (2010), la différence principale réside dans la position de l'iso contour maximum situé légèrement plus haut dans nos calculs.

Figure C-22 : Champ de vitesses U/U_{\max} à l'aval du coude : Larrarte *et al.* (2000) (à gauche) et SSG (à droite)

Les travaux de Larrarte *et al.* (2010) ont distingué 3 zones en aval du coude :

- zone de forte hétérogénéité : zone où le tourbillon est produit par la force centrifuge qui crée des courants secondaires du premier type de Prandtl. Cette zone est dominée par des courants secondaires dont la vitesse est de l'ordre de 10% à 25% de la vitesse moyenne.
- zone de transition : cette zone se distingue par la présence d'un unique tourbillon dont la vitesse est de l'ordre de 2 à 3% de la vitesse moyenne.
- zone où l'écoulement est développé : observation de deux courants contrarotatifs.

Présentons les résultats obtenus pour nos calculs. Notre écoulement n'étant développé qu'à partir de 80 mètres à l'aval du coude, nous prendrons comme zone développée un plan à 100 mètres à l'aval. La forte hétérogénéité sera illustrée par un plan à 1 mètre à l'aval du coude et la zone de transition est illustrée par un plan à 10 mètres à l'aval du coude. La Figure C-23a montre effectivement une forte hétérogénéité avec un tourbillon du côté de l'intrados. La vitesse est de 0,129 m/s soit 19% de la vitesse moyenne, ce résultat corrèle bien avec les constatations de Larrarte *et al.* (2010). La Figure C-23b présente la zone de transition, cette zone présente un unique tourbillon dominant à une vitesse de l'ordre de 5% de la vitesse moyenne. La Figure C-23c présente le champ des vecteurs vitesse dans la zone développée. On constate un unique tourbillon et non-pas deux courants contrarotatifs comme le prédisait Larrarte *et al.* (2010).

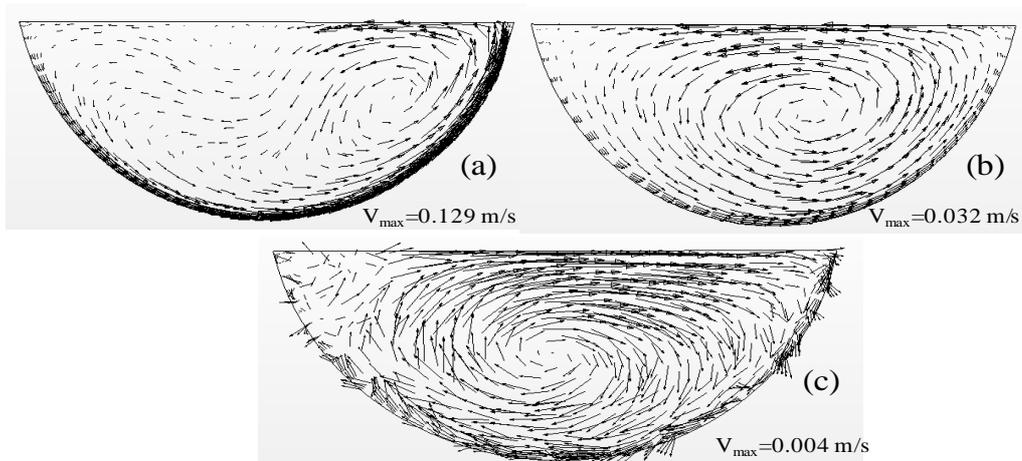


Figure C-23 : Vecteurs vitesse : (a) 1 m à l'aval, (b) 10 m à l'aval et (c) 100 m à l'aval

L'approche monophasique permet d'obtenir un premier champ de vitesses mais ne prend pas en compte les interactions eau-air du fait de la condition de toit rigide. De plus, les deux tourbillons contrarotatifs comme précisé dans l'article n'apparaissent pas. C'est pourquoi, nous avons choisi de prendre également l'approche diphasique. La Figure C-24 présente les résultats obtenus en diphasique dans le plan à 100 m à l'aval du coude.

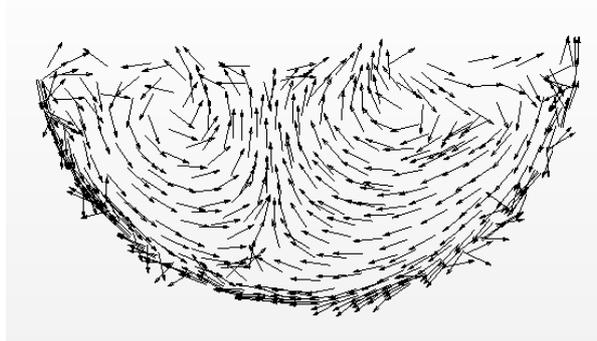


Figure C-24 : Vecteurs vitesse à 100 m à l'aval du coude

La différence fondamentale entre le calcul monophasique et diphasique est la représentation des courants secondaires dans la zone développée. Un calcul diphasique permet donc d'observer les deux tourbillons contrarotatifs alors qu'un calcul monophasique ne le permet pas.

C.2.2.1.3 Cas-test 3 : Collecteur ovoïde déviation à 90°

Cette étude se base sur l'article de Larrarte *et al.* (2004) et la thèse de Jaumouillé (2003). La géométrie est celle d'un collecteur ovoïde présentant un coude à 90° et un rayon de courbure de 9 mètres. L'étude menée par Larrarte *et al.* (2004) consiste en une partie expérimentale et l'autre numérique. Les mesures ont été effectuées grâce à un vélocimètre acoustique à effet Doppler sur le site de Cordon Bleu. La modélisation a été effectuée en monophasique : seule la phase eau a été considérée. Nous effectuons donc la même modélisation, soit du monophasique. Le collecteur a une hauteur d'eau de 70 cm. La Figure C-25 présente la géométrie étudiée.

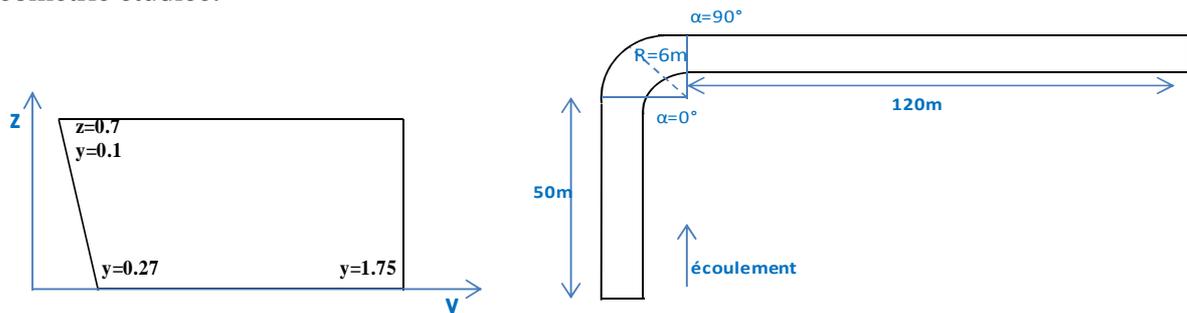


Figure C-25 : Géométrie du collecteur

La nature de nos conditions aux limites est identique à celles de nos précédents calculs menés en monophasique. La valeur de la vitesse en entrée est prise à 0,75 m/s, il s'agit d'une vitesse moyenne mesurée expérimentalement.

Le maillage utilisé comprend 1,1 millions de cellules. Ces dernières sont présentées sur la Figure C-26.

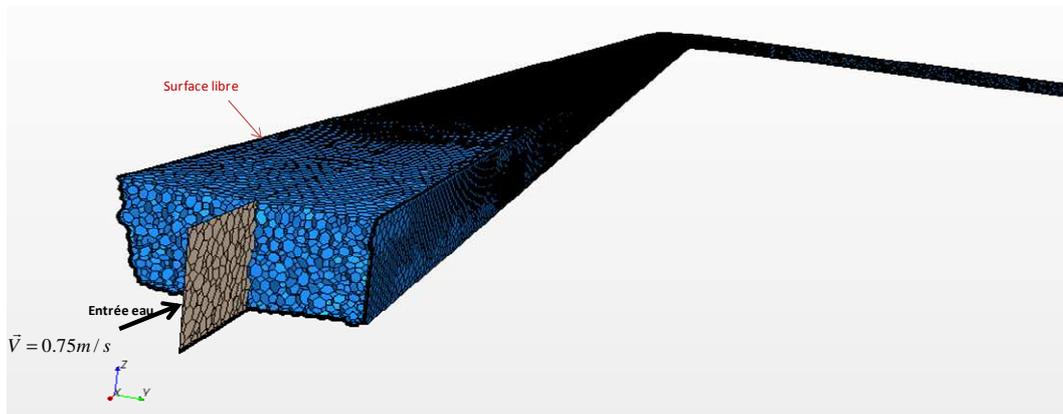


Figure C-26 : Maillage du domaine de calcul

Un fabricant de débitmètre (Nivus, 1999) recommande de placer le matériel à une distance amont d'un coude à au moins 20 B, B étant la largeur du canal et égale à 2,2 mètres. Cependant le choix d'une section de mesure doit prendre en compte des considérations pratiques telles que la possibilité d'accès au site. Sur le site expérimental étudié, pour des raisons pratiques les mesures ont été faites à 19 fois la largeur du canal. La partie numérique réalisée par Larrarte *et al.* (2004) a été faite avec le code de calcul CFX. Le choix de leur modèle s'est porté sur du k- ϵ . Nous effectuons de notre côté un calcul en SSG.

La Figure C-27 présente les iso contours de vitesse mesurés à 19 fois la largeur à la surface libre dans la section transversale. Cette même figure compare les résultats de simulations obtenus par Larrarte *et al.* (2004) et les nôtres.

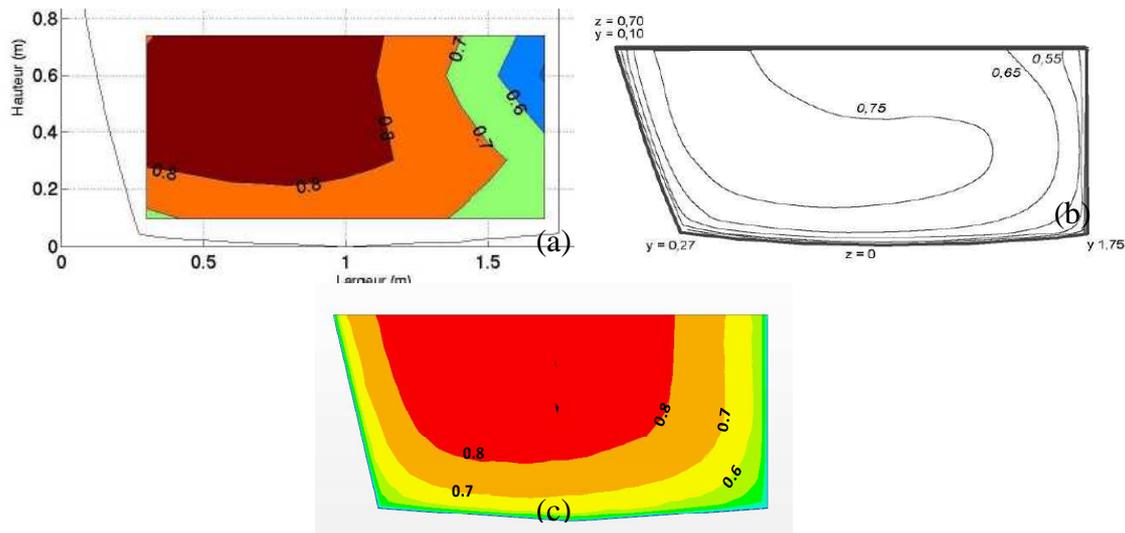


Figure C-27 : Iso-contours des vitesses - (a) mesurées, (b) calcul Larrarte *et al.*, (c) SSG

Larrarte *et al.* (2004) ont calculé la contrainte de cisaillement au niveau de la même section à l'aide des données expérimentales obtenues. Ils ont utilisé trois méthodes : la première reprend la relation basée sur la méthode globale, la seconde reprend cette même expression mais calcule différemment la pente et la dernière fait un calage à partir du profil de la loi logarithmique en considérant la paroi lisse. Comparons nos résultats de simulations obtenus avec les calculs obtenus par Larrarte *et al.* (2004).

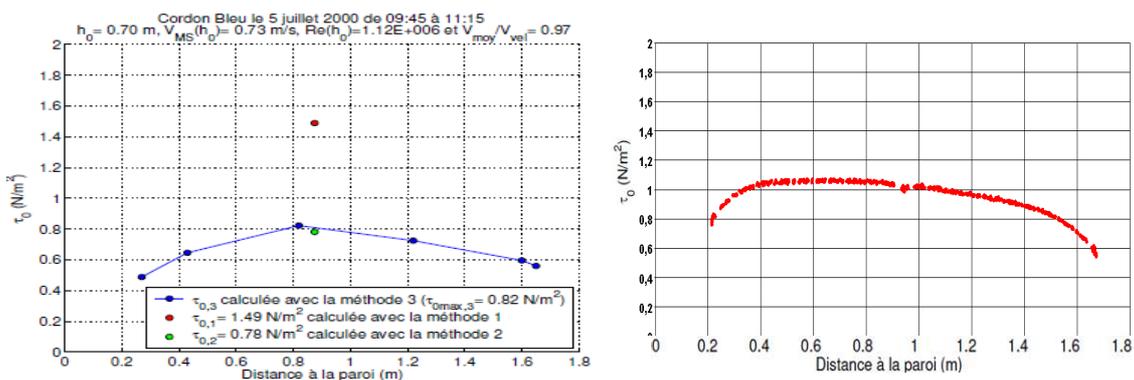


Figure C-28 : Profils transversaux des contraintes de cisaillement - (a) Mesures, (b) SSG

La Figure C-28 montre dans un premier temps que nos résultats numériques sont cohérents avec les essais. En effet, les valeurs obtenues par le SSG sont compris entre ceux de la méthode 1 et ceux de la méthode 3. Les deux premières méthodes ne permettent d'obtenir qu'une valeur globale et non locale. En effet, pour le calcul du taux de cisaillement, la relation 4 montre que seule la hauteur d'eau et la pente sont nécessaires pour ce calcul. La troisième méthode utilisant la loi logarithmique a besoin quant-à-elle de plusieurs points de mesures de vitesses dans le plan transversal.

Nos résultats de simulations sont légèrement plus élevés que ceux donnés par la troisième méthode : le maximum est de $0,8 \text{ N/m}^2$ expérimentalement contre $1,03 \text{ N/m}^2$ pour le SSG. Cette différence pourrait s'expliquer par le fait que la méthode 3 se base sur le profil logarithmique en considérant la paroi lisse. Or notre fond de canal n'a pas été considéré lisse dans nos calculs mais rugueux d'où une contrainte de cisaillement plus élevée.

La valeur maximale des contraintes de cisaillement au fond est atteinte à 80 cm de la paroi externe soit au centre de l'écoulement. Or numériquement, ce maximum est à 60 cm. Cette dissymétrie laisse penser que le champ n'est pas établi à cette distance. Traçons pour cela les profils de vitesse longitudinaux dans le plan médian du canal à l'aval du coude.

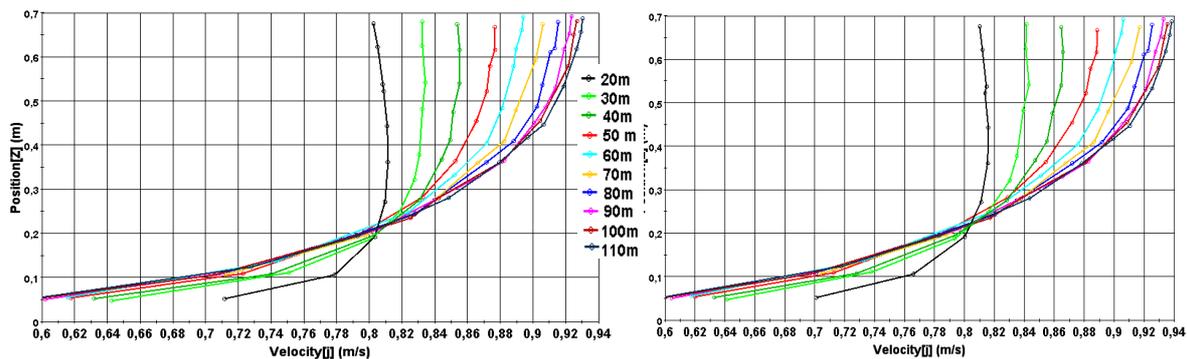


Figure C-29 : Profils verticaux des vitesses dans le plan médian en $k-\varepsilon$ (à gauche) et SSG (à droite)

La Figure C-32 confirme que l'écoulement n'est pas établi à 20 B soit 44 m à l'aval du coude. Il est établi à 90 mètres à l'aval du coude soit 40,9 B ($90/2,2$). Larrarte *et al.* (2004) ont trouvé quand à eux une valeur de 30 B. Les résultats numériques montrent que les recommandations du fabricant sont optimistes.

Ces trois tests ont permis dans un premier temps de voir qu'un calcul monophasique donne une première approche de l'écoulement mais ne permet pas de visualiser le *dip phenomenon* dans un canal sous STAR CCM+.

Le modèle SSG semble donner des résultats plus proches des essais expérimentaux que le $k-\varepsilon$ Realizable. Ceci était prévisible car le second ordre résout directement l'équation du tenseur de Reynolds. Cependant, il peut poser des problèmes de divergence, notamment en diphasique. De plus, cette dernière approche nécessite beaucoup plus de temps de calcul. Ainsi un calcul pour le cas-test 1 en monophasique a mis 102h CPU contre 389h CPU pour celui en diphasique.

C.2.2.2 Résultats pour une déviation

Les calculs menés dans le cadre du projet COACHS consistent en l'écoulement dans une conduite circulaire présentant une déviation, le but étant de cerner les paramètres géométriques et hydrauliques prépondérants et caractéristiques des écoulements étudiés ; de préciser la distance de rétablissement de l'écoulement à l'aval d'une singularité et de connaître le champ de vitesses au niveau de toutes les sections au voisinage de la singularité. Nous cherchons également à connaître l'interaction avec un capteur à effet Doppler.

Pour cela, plusieurs configurations sont testées afin de voir l'influence de plusieurs paramètres. Ainsi quatre paramètres sont choisis : le diamètre de la conduite, le taux de remplissage, la vitesse en entrée et l'angle de la déviation. Les valeurs prises par ces paramètres sont les suivantes :

- Angle du coude : 30°, 60° et 90°.
- Diamètre : 1,5 m, 2,0 m et 2,5 m.
- Taux de remplissage : 25%, 50% et 75%.
- Vitesse : 0,5 m/s ; 1,0 m/s ; 1,5 m/s et 2,0 m/s.

Le nombre de configuration total s'élève à 108.

A l'issu des cas-tests menés dans la partie précédente sur la validation de la démarche de modélisation, nous retenons pour la suite l'approche diphasique qui a montré sa capacité à reproduire les courants secondaires, à la différence de l'approche monophasique. Compte tenu du caractère anisotrope des écoulements à surface libre dans les canaux étroits, nous utiliserons le modèle de turbulence au 2nd ordre pour la suite des calculs.

De plus, nous allons vérifier que les trois zones définies par Bonakdari (2006) à l'aval du coude sont retrouvées, à savoir :

- la zone de forte hétérogénéité : zone où le tourbillon est produit par la force centrifuge qui crée des courants secondaires du premier type de Prandtl. Cette zone est dominée par des courants secondaires de première espèce de Prandtl dont la vitesse est de l'ordre de 10% à 25% de la vitesse moyenne.
- la zone de transition : cette zone se distingue par la présence d'un unique tourbillon dont la vitesse est de l'ordre de 2 à 3% de la vitesse moyenne.
- la zone où l'écoulement est développé : observation de deux courants secondaires contrarotatifs.

C.2.2.2.1 Paramètres utilisés

Longueur d'établissement

Les mesures de vitesses ou autres variables en réseaux d'assainissement se font par des capteurs. Le choix de la section de mesure requiert plusieurs attentions. En effet, les possibilités de mesurage *in situ* sont limitées par des problèmes d'accès et de sécurité en collecteur par temps de pluie. De plus, l'utilisateur doit veiller à ne pas avoir des singularités hydrauliques susceptibles de perturber le profil de vitesses tels que l'aval d'un coude, les apports latéraux, une chute, *etc.*. Il est utile de vérifier au préalable les spécifications annoncées par les fabricants de capteurs car elles sont parfois optimistes par rapport aux conditions d'emploi *in situ* (Bertrand-Krajewski *et al.*, 2000). Ainsi, le fabricant NIVUS

(2003) indique que pour assurer une mesure optimale, le capteur doit être installé à une distance minimale par rapport à la sortie d'une déviation en fonction de l'angle α . Le Tableau C-7 récapitule ces distances :

Tableau C-7 : Positionnement du capteur selon Nivus (1999)

	$v < 1,0$ m/s	$v > 1,0$ m/s
$0^\circ < \alpha < 15^\circ$	$L \geq \text{min. } 3*B$	$L \geq \text{min. } 5*B$
$15^\circ < \alpha < 45^\circ$	$L \geq \text{min. } 5*B$	$L \geq \text{min. } 10*B$
$45^\circ < \alpha < 90^\circ$	$L \geq \text{min. } 10*B$	$L \geq \text{min. } 20*B$

où B est la largeur de la conduite au niveau de la surface libre.

Nous allons donc vérifier par la suite si ces recommandations sont suffisantes.

Indice de singularité

Pour déterminer la longueur de rétablissement, nous reprenons l'indice de singularité au niveau d'une section S_x proposé par Bonakdari (2006). Cet indice est défini comme suit :

$$I_{S_x} = 100 \frac{\sqrt{\sum_n (U(x,y,z) - U(\infty,y,z))^2}}{n U_{\text{moy}}} \quad \text{Eq C-9}$$

où $U(x,y,z)$ est la vitesse locale dans la section d'abscisse x, avec $x = 0$ m qui correspond à la position de la singularité, $U(\infty,y,z)$ la vitesse dans une section où l'écoulement est pleinement développé et U_{moy} la vitesse moyenne dans la section.

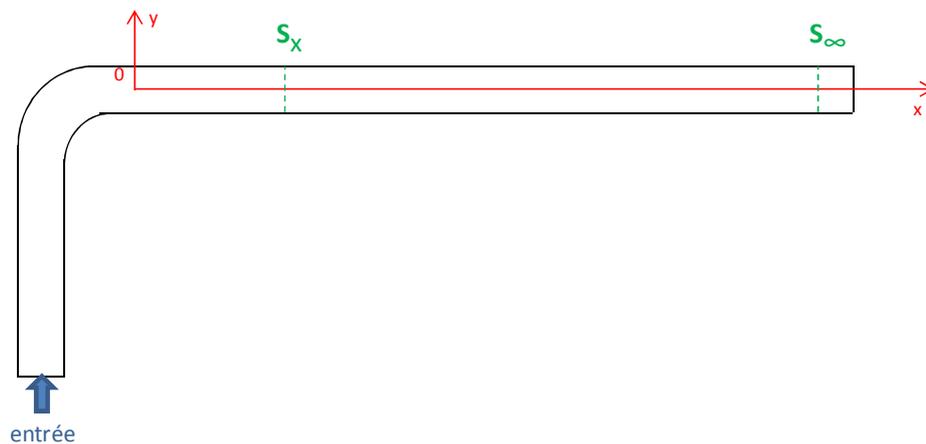


Figure C-30 : Sections utilisées par l'indice de singularité

Influence de la résolution

Nous allons montrer que le choix des espacements Δy et Δz (Figure C-32) jouent sur la valeur de l'indice de singularité.

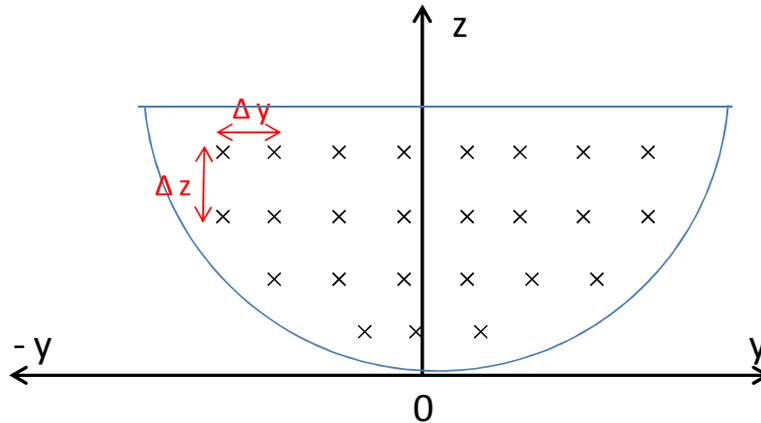


Figure C-31 : Espacements Δy et Δz

Prenons le cas d'un coude de 90° avec un diamètre de 1,5 mètres ; un taux de remplissage de 50% et une vitesse en entrée de 0,5 m/s. Traçons l'indice de singularité pour deux résolutions.

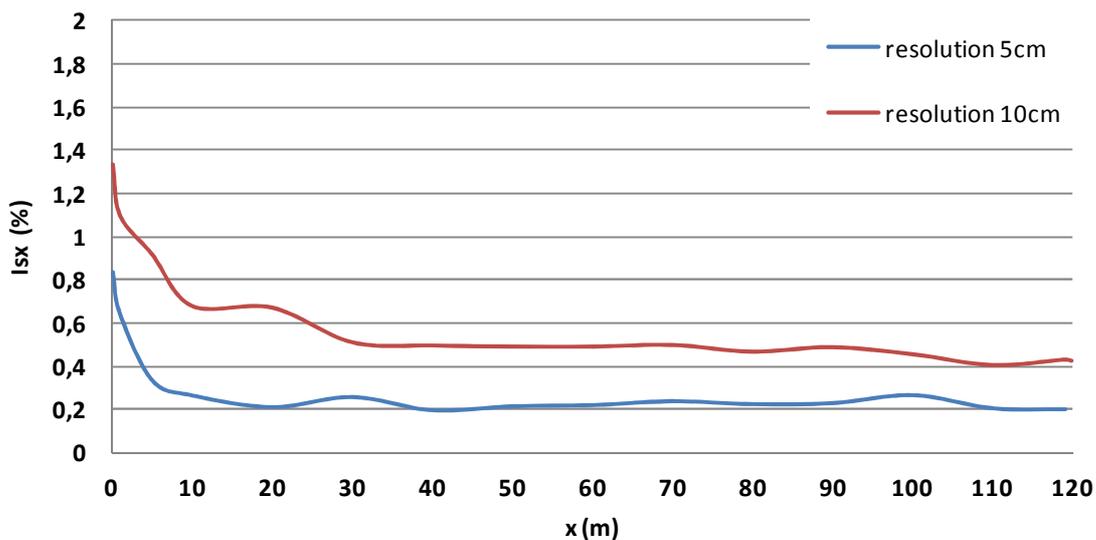


Figure C-32 : Influence de la résolution sur l'indice de singularité

La Figure C-32 montre que plus la résolution est fine plus la valeur atteinte par l'indice de singularité est petit. Ceci s'explique par le fait qu'une résolution trop grande ne balaye pas assez la section, l'erreur est donc moindre en considérant un nombre de points faibles.

Les études menées par Larrarte *et al.* (2010) considéraient une résolution de 10 cm. Leur valeur de l'indice convergeaient vers la valeur commune de 0,2 pour une modélisation monophasique et 0,4 pour une modélisation diphasique. La Figure C-32 montre que nous convergions également vers une valeur de 0,4 pour cette même résolution. Cependant la valeur de 10 cm sera rejetée car, dans nos cas-tests, nous avons des taux de remplissage de 25%, or une conduite de 1,5 m de diamètre conduit à une hauteur de 37,5 cm. Prendre une

résolution de 10 cm conduirait à avoir moins de 4 points sur la hauteur, cette résolution est trop faible. Nous allons donc maintenir pour la suite une valeur de résolution de 5 cm.

Influence de la vitesse

Soit un coude de 90° ayant pour diamètre $D = 1,5$ m et un taux de remplissage de 75%, nous traçons l'indice de singularité avec quatre vitesses différentes en entrée :

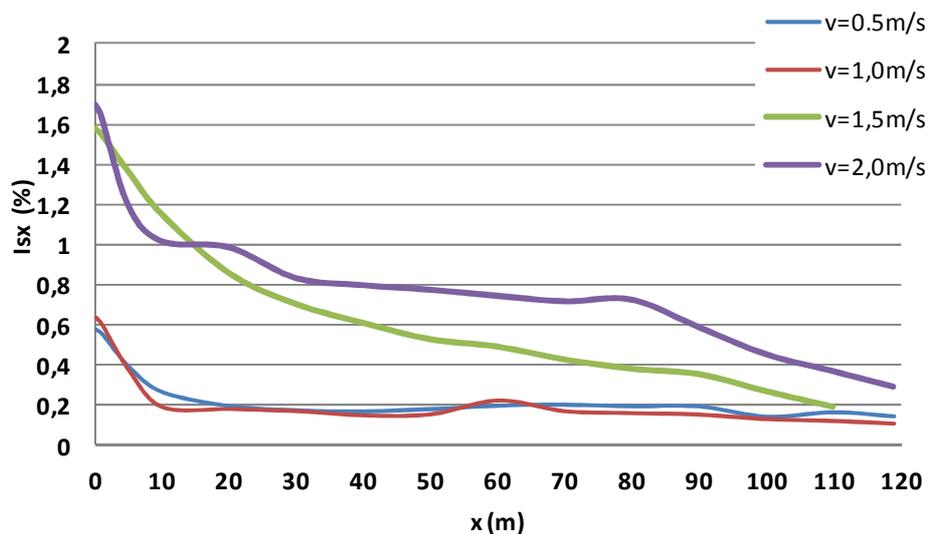


Figure C-33 : Indice de singularité pour différentes vitesses en entrée

La Figure C-33 montre qu'on ne peut pas définir une valeur universelle pour l'indice de singularité. Nous avons volontairement tracé les courbes jusqu'à 10 cm en amont de la sortie (section U_∞) afin de voir vers quelles valeurs ces courbes convergent. On constate que 10 cm avant la sortie, l'indice est de 0,2%, il devrait être en théorie nul. Le maillage utilisé étant des polyèdres, d'une section à l'autre celui-ci diffère, il y a donc des erreurs dues aux diffusions numériques mais également dues au maillage. Pour cela, nous allons nous pencher sur le pourcentage de surface présentant un écart relatif élevé.

Les études menées par Bonakdari prenaient des taux de remplissage variant entre 44% et 80% et des vitesses en entrée comprises entre 0,65 m/s et 1,15 m/s. Nos gammes pour le taux de remplissage et vitesse en entrée étant plus larges, une valeur universelle semble illusoire.

Erreur relative de la vitesse sur la surface

Intéressons-nous à la répartition sur une section de l'erreur relative de la vitesse. L'erreur est calculée entre deux sections S_i et S_∞ comme présenté sur la Figure C-34.

$$Er = 100 \frac{\sum_{i=1}^n U(x,y,z) - U(\infty,y,z)}{U(\infty,y,z)} \quad \text{Eq C-10}$$

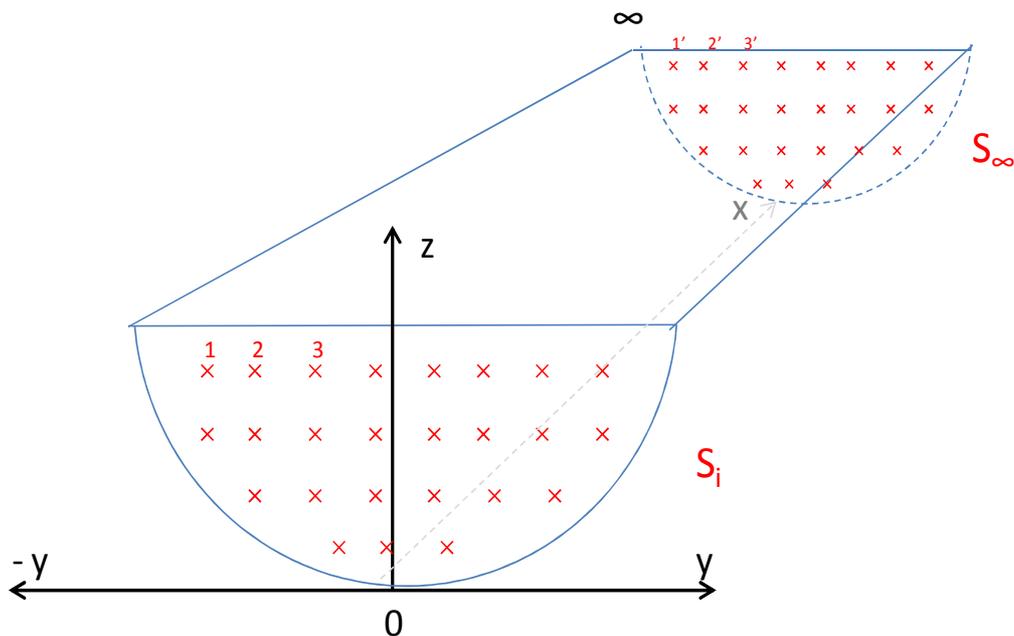


Figure C-34 : Sections utilisées pour le calcul de l'erreur relative

Dans un second temps on cherche à connaître le pourcentage de la surface affectée par ces erreurs. Pour cela, un classement se fait (sous Excel) donnant le pourcentage de surface ayant une erreur supérieure à 3%, 5%, 10%, *etc.*. Ce tri permet d'obtenir le pourcentage de la surface en fonction de l'erreur relative soit en d'autres termes la répartition de l'erreur relative. Prenons un exemple pour mieux traduire cette notion. Nous avons dans la figure suivante une section S_i dans laquelle on retrouve diverses sous-sections (rouge). Ces aires rouges sont celles présentant des erreurs relatives supérieures à 30%.

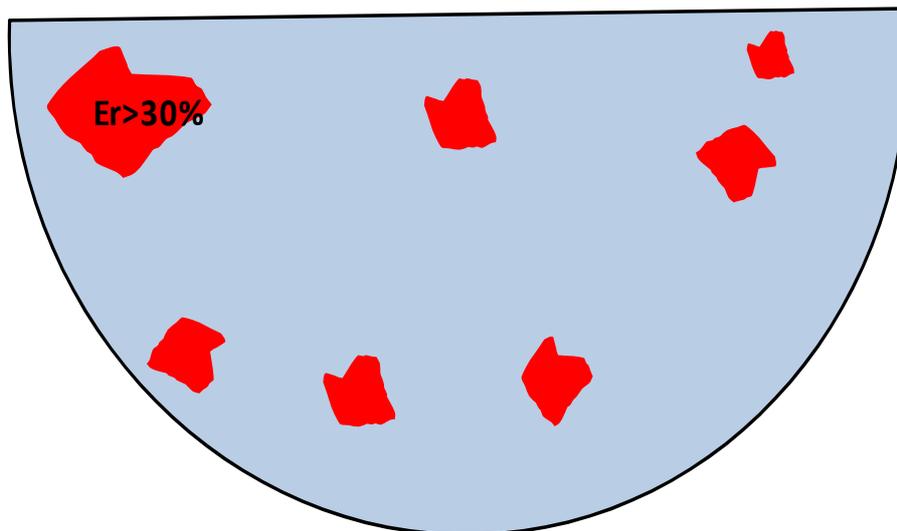


Figure C-35 : Répartition des erreurs relatives dont les valeurs sont supérieures à 30%

Supposons que la somme de ces surfaces rouges représente 20% de la surface totale, alors un graphique correspondant à la distribution de cette erreur pourrait être le suivant :

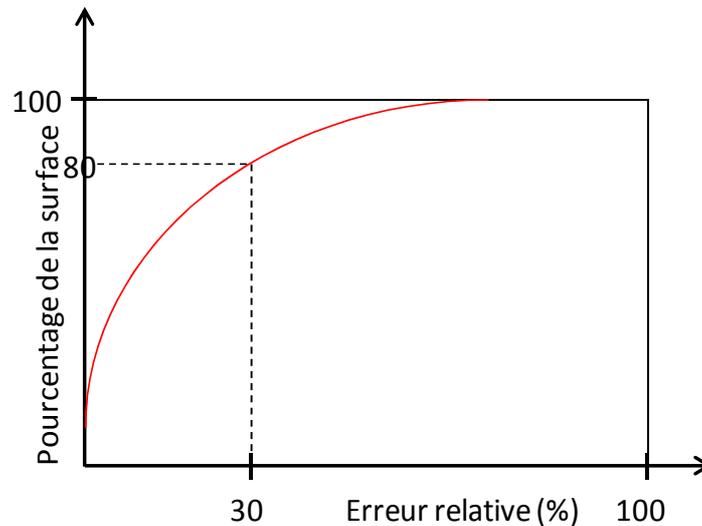


Figure C-36 : Fonction de répartition de l'erreur relative pour l'exemple

La lecture de ce graphe montre que 80% de la surface présente une erreur relative supérieure à 30% ou encore que 20% de la surface présente une erreur relative inférieure à 30%.

Symétrie de l'écoulement

L'étude menée dans la partie précédente portant sur le coude à 90° a montré l'apparition de deux tourbillons contrarotatifs dans la zone où l'écoulement est développé. On va donc définir un indice M_y traduisant de la symétrie des tourbillons.

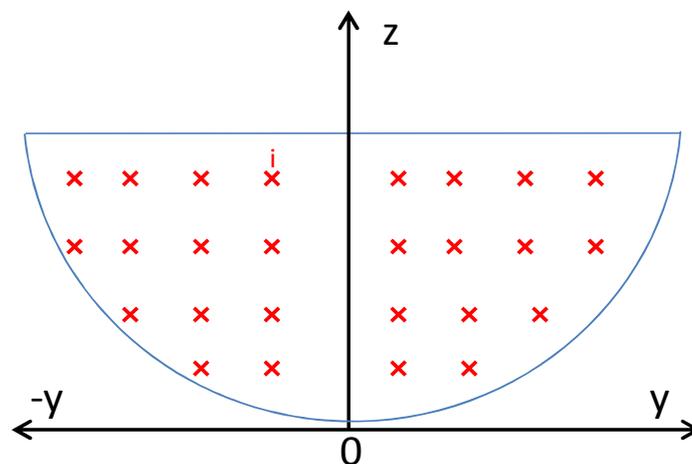


Figure C-37 : Surface utilisée pour le calcul de l'indice M_y

$$M_y = 100 \times \frac{\sum_i^n y_i U_i}{n}$$

Eq C-11

Un indice égal à 0 revient à un écoulement parfaitement symétrique par rapport à l'axe Z. Cet indice n'est valable que dans le cas où la géométrie présente un axe de symétrie.

Position de la vitesse moyenne

Lors d'une mesure en réseaux d'assainissement, les capteurs sont généralement positionnés dans le plan médian, ainsi les vitesses sont prises dans ce même plan. On pourrait se demander si ces mesures faites dans le plan médian donneraient les mêmes résultats si l'on considérait toute la surface. Pour cela, nous comparons l'erreur relative sur la vitesse moyenne en considérant la ligne médiane dans un premier temps et toute la surface dans un second temps. Nous reprenons les calculs 1 à 12 (cf. annexe 1) soit une conduite de diamètre 1,5 mètres soumise à un coude de 90° pour trois taux de remplissage et quatre vitesses données. La Figure C-38 présente l'erreur relative sur la vitesse moyenne en fonction de la distance à l'aval du coude. En pointillé sont présentés les résultats de l'erreur en considérant uniquement la ligne médiane et en trait continu toute la surface. Cette figure montre que quels que soient la vitesse à l'amont et le taux de remplissage, la ligne médiane a le même comportement que la surface entière. Cet écart se réduit avec la distance à l'aval du coude. Les mesures de vitesse moyenne faites dans le plan médian sont donc fidèles au comportement de la surface entière.

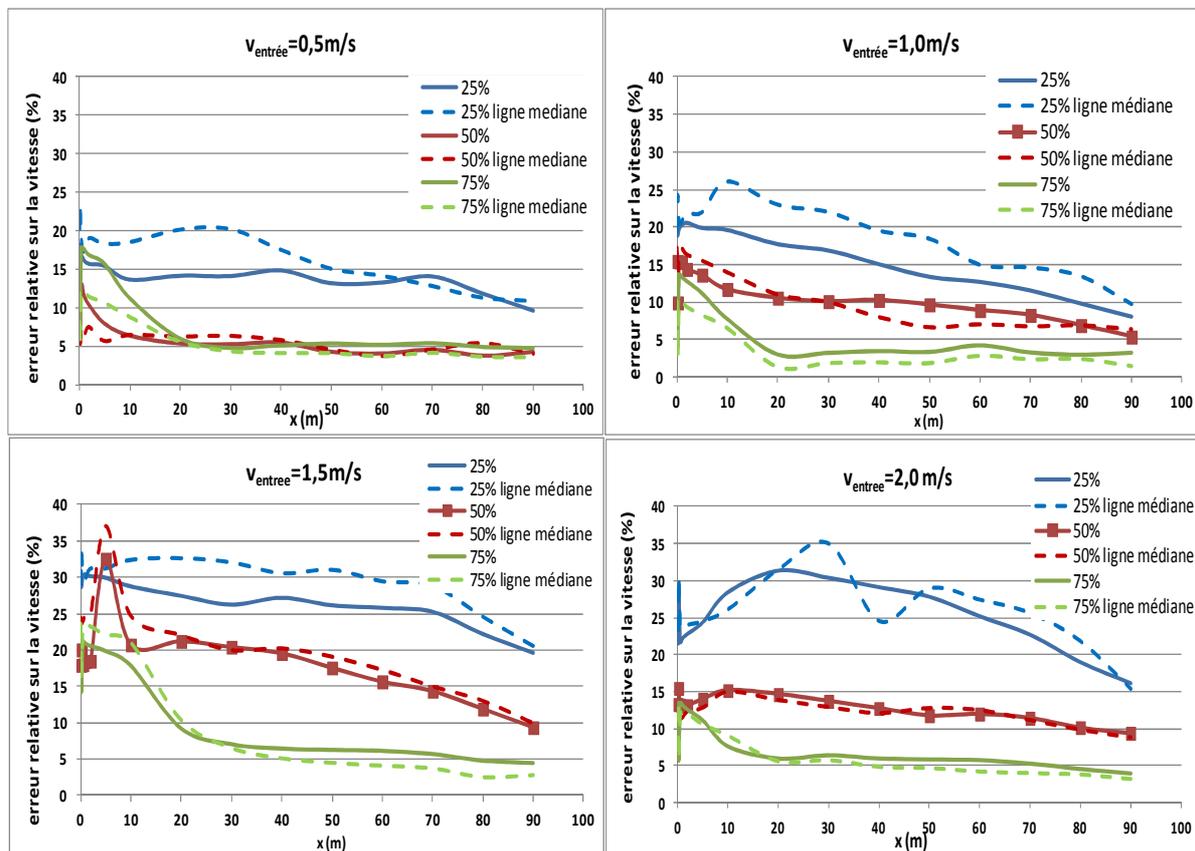


Figure C-38 : Erreur relative sur la vitesse moyenne sur la ligne médiane et surface entière

La norme EN ISO 748 (Afnor, 2009) stipule que pour accéder à la vitesse moyenne, "les relevés de la vitesse doivent être effectués en plaçant le moulinet à 0,6 fois la profondeur au-dessous de la surface". Nous allons donc vérifier dans nos simulations que cette préconisation est correcte.

C.2.2.2.2 Déviation de 90°

La géométrie étudiée dans cette partie est un coude à 90°. La géométrie est prise de telle sorte que le coude ait une conduite de 50 mètres à l'amont et 120 mètres à l'aval. Notre étude menée dans le second cas-test a montré qu'une longueur amont de 50 mètres assurait un écoulement établi.

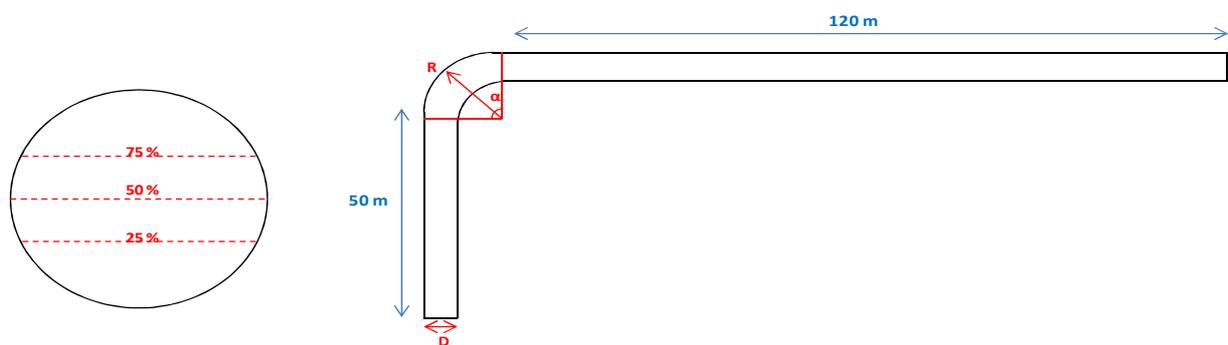


Figure C-39 : Géométrie étudiée

Selon le taux de remplissage et le diamètre le maillage n'est pas identique. En effet, les mailles doivent être plus raffinées au niveau de l'eau que de l'air. Pour un taux de remplissage de 25 et 50% et un diamètre de 1,5 mètres nous avons un maillage de 2,4 millions de cellules contre 3,5 pour un taux de remplissage de 75%. Les temps de calculs ont été placés en annexe 2.

Quatre vitesses en entrée, trois taux de remplissage et trois diamètres sont utilisés pour cette étude.

Répartition de l'erreur relative

Intéressons-nous aux vitesses à l'aval du coude. Nous allons chercher à voir l'évolution de l'erreur relative E_r pour différentes section S_i à l'aval du coude.

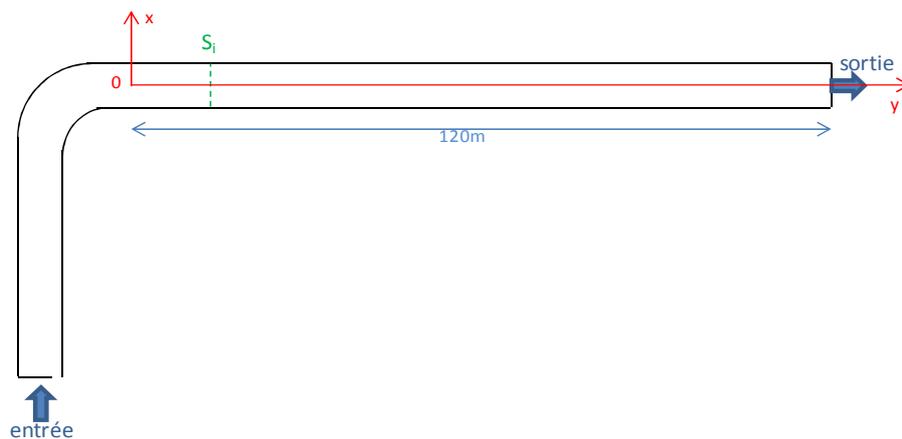
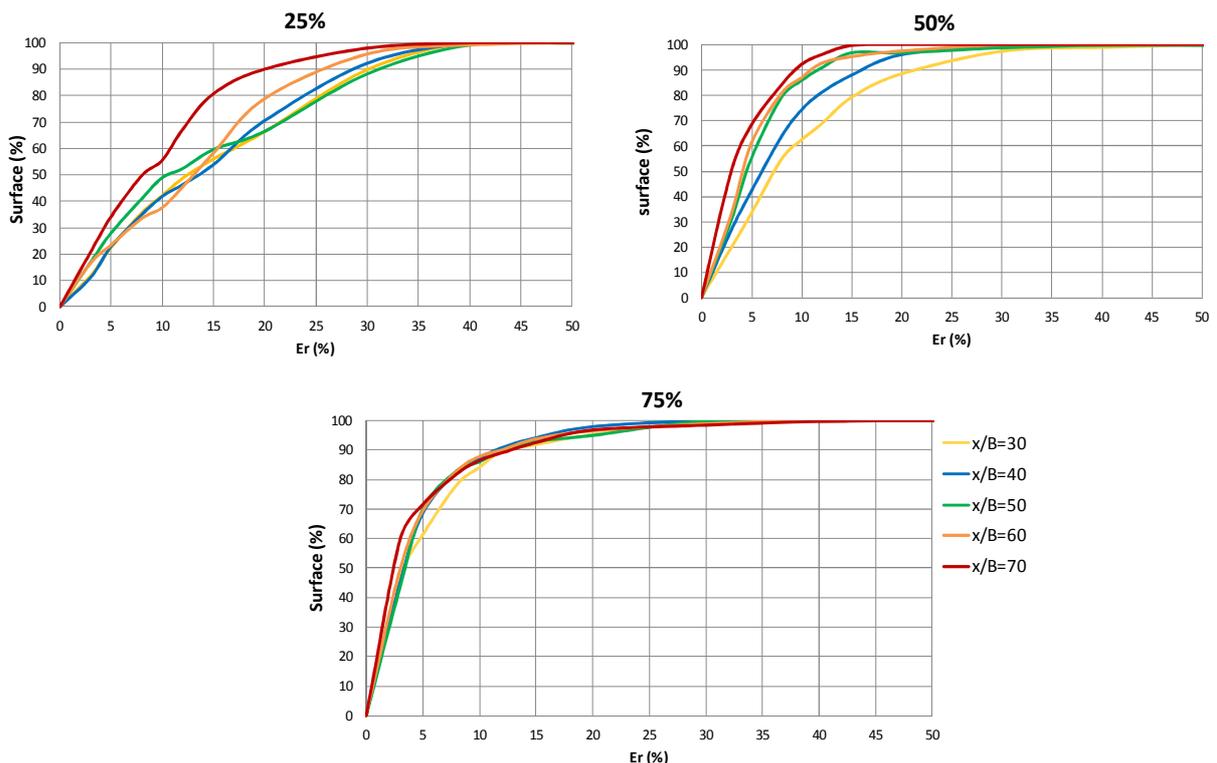


Figure C-40 : Géométrie du coude de 90°

Nous étudions dans un premier temps le cas d'une conduite de diamètre $D=1,5$ m.

La Figure C-41 présente la fonction de répartition de l'erreur pour les trois taux de remplissage et une vitesse en entrée de 0,5 m/s.

Figure C-41 : Répartition de l'erreur pour trois taux de remplissage et une vitesse amont $v = 0,5$ m/s

Cette figure montre que plus la section est située à l'aval, plus l'erreur relative diminue. Cette évolution est bien marquée avec un taux de remplissage de 25% : en effet, à $x/B = 40$, 30% de la surface présente une erreur supérieure à 20% contre 10% de la surface à $x/B = 70$.

Pour une hauteur d'eau faible (taux=25%), on remarque qu'un saut (erreur devenant subitement plus faible) se présente entre les courbes de $x/B = 60$ et $x/B = 70$, ce saut est situé entre $x/B = 40$ et $x/B = 50$ pour un taux de 50%. Pour une hauteur d'eau élevée, les écarts

entre chaque courbe sont très faibles, l'écoulement semblerait se rétablir donc très tôt contrairement aux deux autres taux de remplissage.

Positionnons-nous à 90 mètres à l'aval du coude et regardons l'influence de la vitesse amont sur la répartition de l'erreur relative sur la surface (cf. Figure C-42).

La Figure C-42 montre que quelle que soit la vitesse amont, plus le taux de remplissage est faible, plus la répartition de l'erreur relative est importante. On note également que pour un taux de remplissage de 25% et 50%, plus la vitesse amont est importante plus l'erreur est grande. Cela traduit le fait qu'une vitesse élevée nécessite une distance plus grande pour obtenir un écoulement établi. Pour un taux de remplissage de 75%, il n'y a presque pas d'évolution.

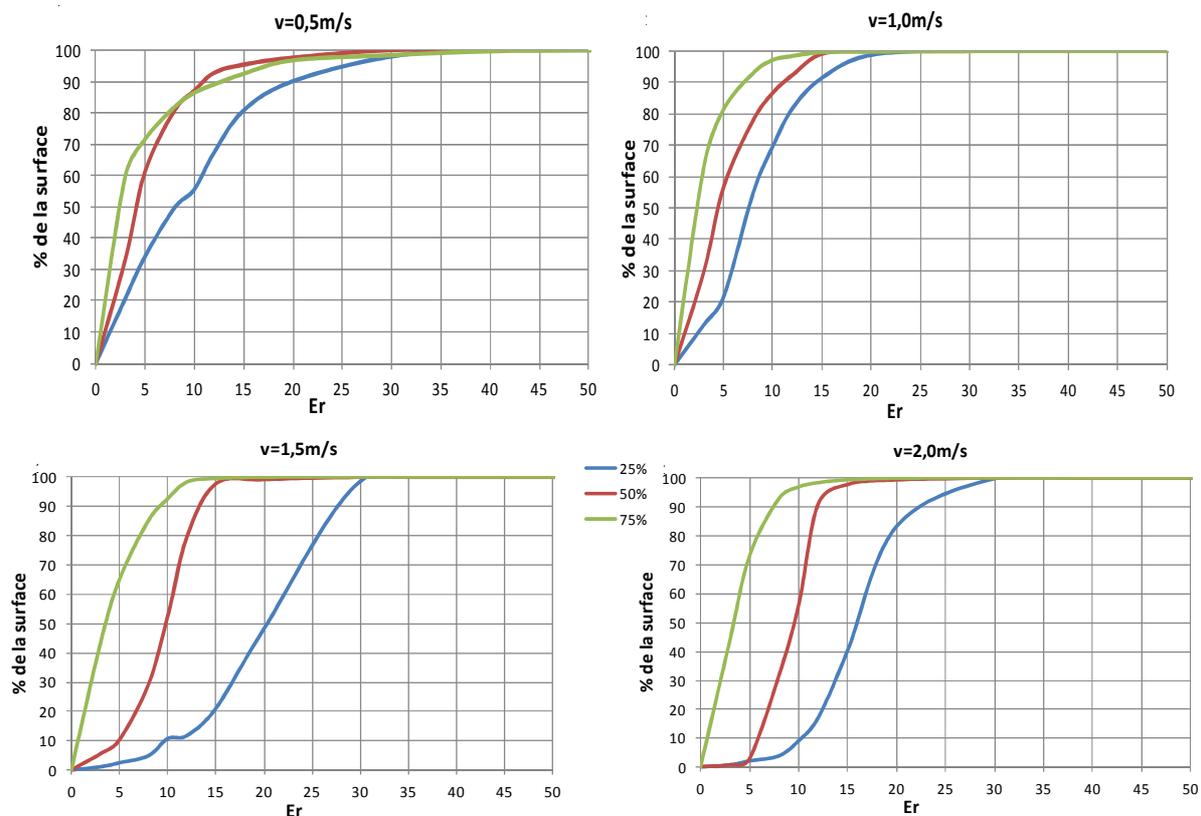


Figure C-42 : Répartition de l'erreur à 90 m à l'aval en fonction de la vitesse amont

De plus, ces figures montrent que pour une position donnée, plus le taux de remplissage est faible plus l'erreur est importante. En effet, pour une section située à 90 mètres à l'aval du coude, 20% de la surface connaît un écart relatif supérieur à 10% dans le cas d'un taux de remplissage de 25% contre 15% pour un taux à 50% et 12% pour un taux à 75%. À noter, dans cette partie les distances ne sont pas plus adimensionnalisées par B car $x/B = 70$ équivaut à la position $x = 105$ m à l'aval du coude si taux = 50% et $x = 91$ m si taux = 75%. Adimensionnaliser par B reviendrait à comparer deux erreurs à des positions différentes ($x = 91$ m et $x = 105$ m).

Symétrie de l'écoulement

Intéressons-nous à présent à l'indice My traduisant la symétrie de l'écoulement. Notre étude menée dans le cas-test 2 et les travaux de Bonakdari ont permis de distinguer trois zones à

l'aval du coude : une zone de forte hétérogénéité, une zone de transition et une zone développée. Cette dernière se traduit par un écoulement présentant une symétrie avec deux tourbillons contrarotatifs.

Nous étudions le cas d'une conduite de diamètre $D = 1,5$ m. La Figure C-43 présente l'évolution de l'indice My pour les quatre vitesses en entrée. On constate que plus la vitesse en entrée est grande plus les valeurs des indices sont élevées, notamment pour des positions de $x/B < 40$. Au-delà, quels que soient la vitesse en entrée et le taux de remplissage, toutes les courbes convergent vers une valeur de $\pm 0,2$ (droite en pointillée). Le zéro correspondrait à la symétrie parfaite de l'écoulement, cependant, compte tenu des erreurs de diffusion numérique, cette valeur n'est pas atteinte.

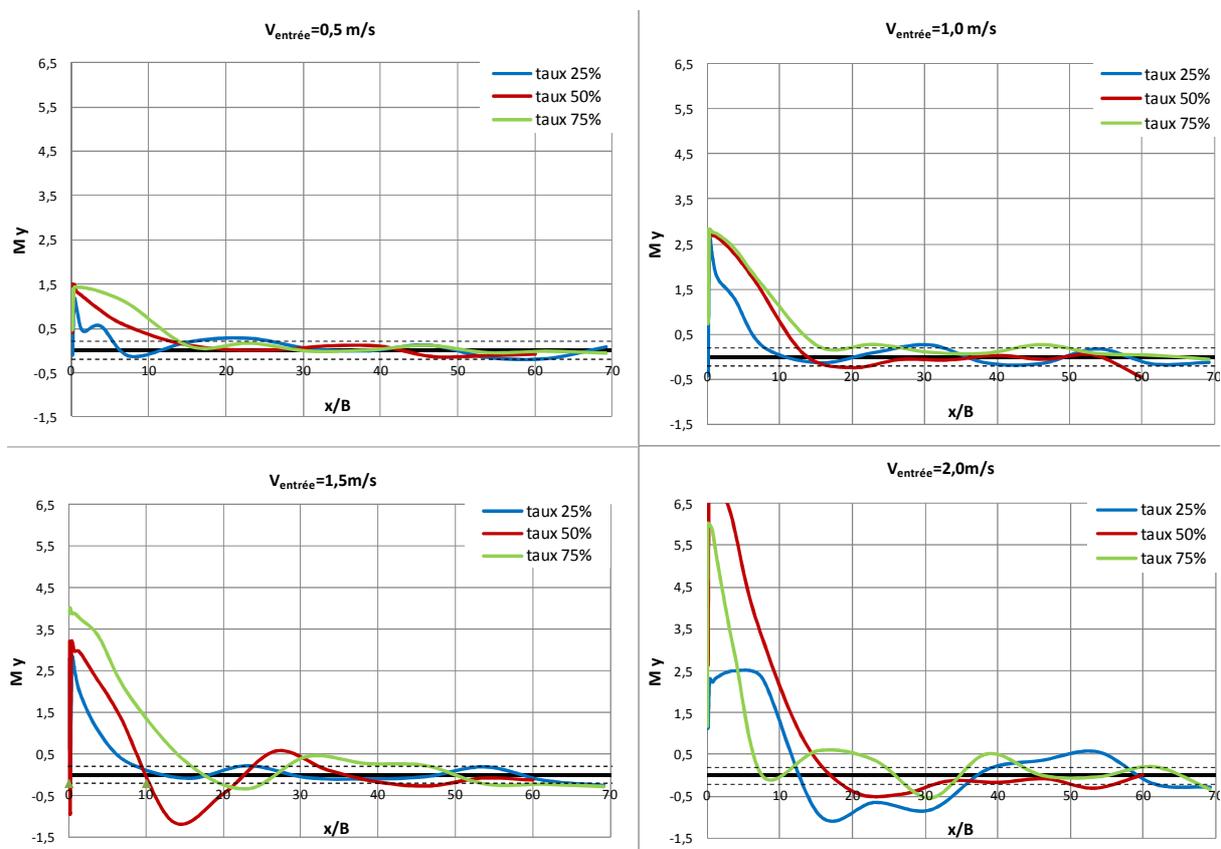
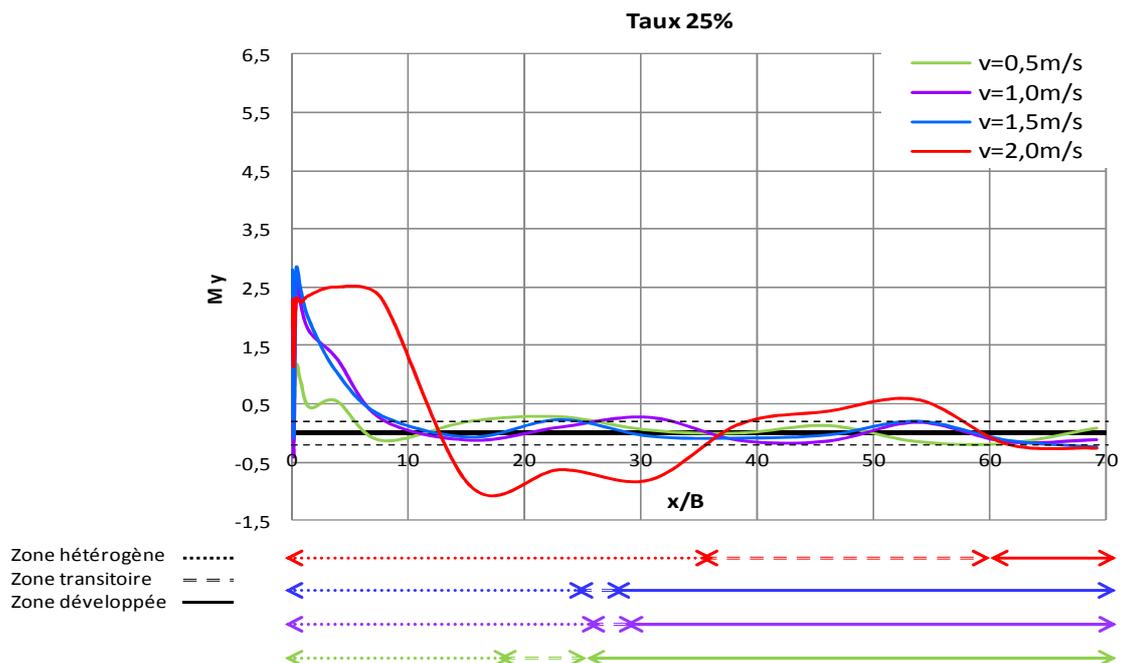


Figure C-43 : Evolution de l'indice My pour quatre vitesses d'entrée

Traçons à présent ce même indice pour un taux de remplissage donné et les quatre vitesses en entrée. Sur ces mêmes graphes ont été placées des flèches permettant de distinguer les trois zones à l'aval du coude à savoir la zone de forte hétérogénéité, la zone de transition et la zone développée.

La Figure C-44 montre que toutes les courbes convergent vers une valeur de 0,2 ; cette valeur correspondra donc à la zone où l'écoulement serait développée. Le choix de la délimitation entre la zone de forte hétérogénéité et la zone de transition n'étant pas évident, nous choisissons arbitrairement la valeur de 0,5. La Figure C-44 met en évidence l'effet de la vitesse amont. Sous chaque graphe ont été placées les délimitations de chaque zone à savoir la zone de forte hétérogénéité, la zone de transition et la zone développée.

Quel que soit le taux de remplissage, plus la vitesse est grande plus la zone développée (trait continu) se rétrécit. En effet, pour un taux à 25% et une vitesse en entrée de 2 m/s, la symétrie de l'écoulement est atteinte à $x/B = 60$ contre $x/B \approx 30$ pour une vitesse de 0,5 m/s. De même, pour un taux à 75%, cette symétrie n'est atteinte qu'à $x/B = 40$ pour une vitesse de 2,0 m/s contre $x/B \approx 13$ pour une vitesse de 0,5 m/s.



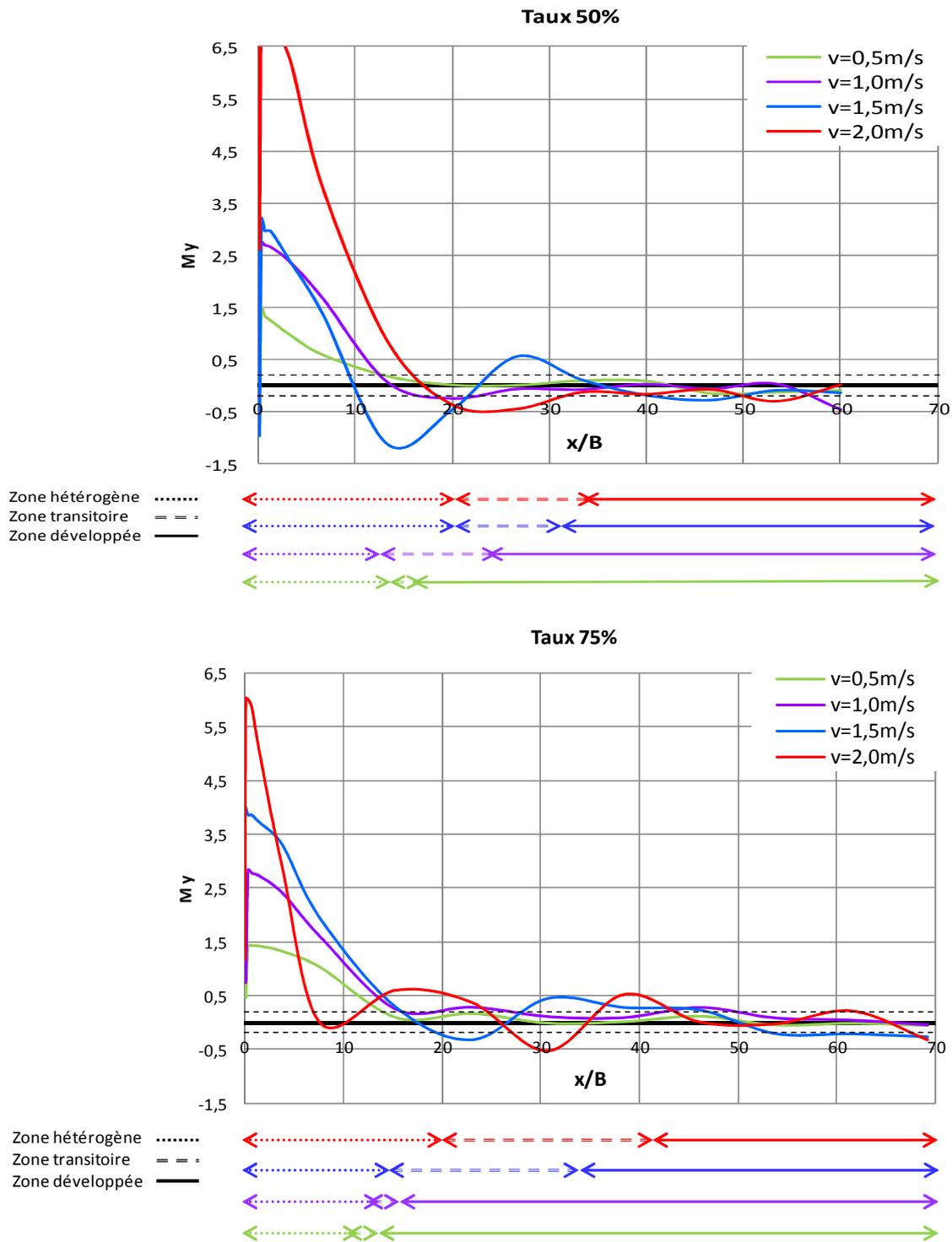


Figure C-44 : Evolution de l'indice My pour trois taux de remplissage

Courants secondaires

Traçons à présent les courants secondaires pour les trois taux de remplissage. L'étude menée dans le cas-test 2 et les travaux de Bonakdari *et al.* (2010) sur la conduite disposant d'un coude à 90° ont montré l'existence de deux tourbillons contrarotatifs à l'aval du coude. La Figure C-45 présente le champ des vecteurs vitesse dans un plan transversal à l'écoulement. En bleu est représentée la surface libre.

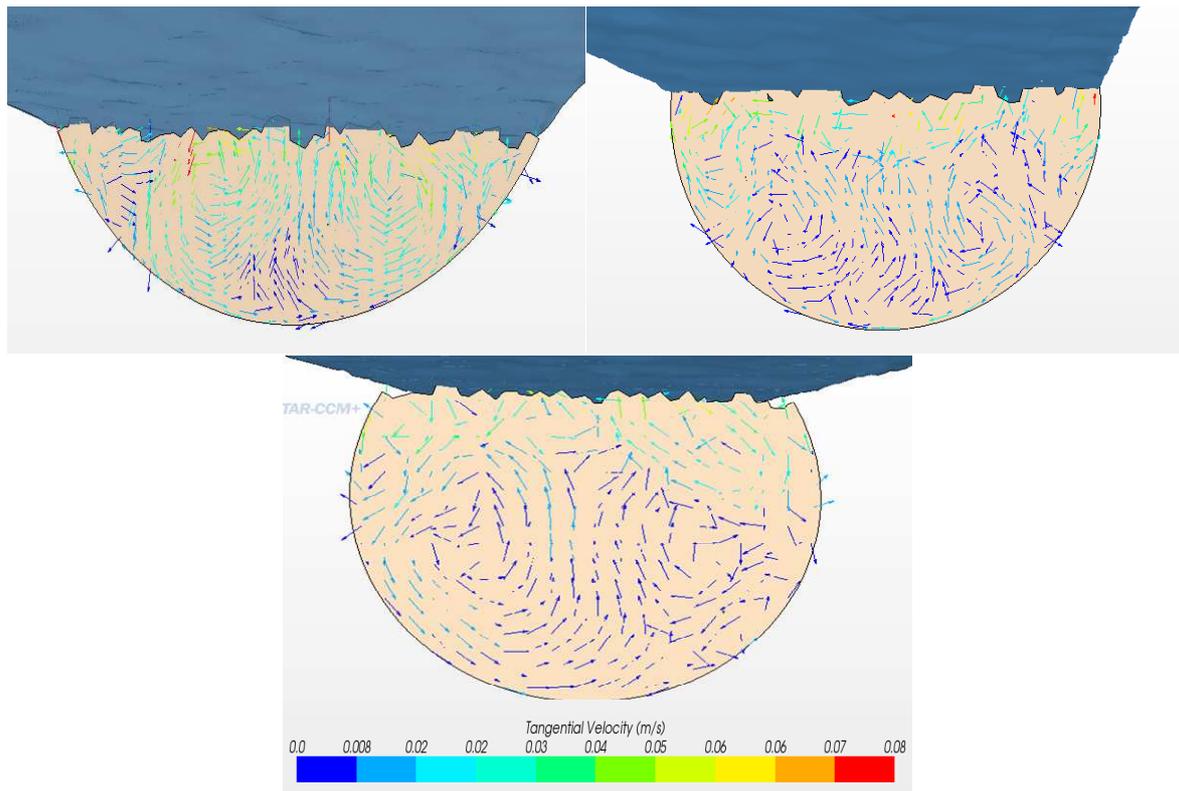


Figure C-45 : Courants secondaires pour trois taux de remplissage

La Figure C-45 montre que plus le taux de remplissage est grand plus l'intensité des courants secondaires est faible. En effet, pour un taux de 25%, on trouve une vitesse moyenne des courants secondaires de l'ordre de 8% de la vitesse amont contre 5% pour un taux de 50% et 3% pour un taux à 75%.

Nous avons vu dans la partie B-3, que les contraintes de Reynolds $\overline{v'w'}$ associées aux fluctuations dans le plan transversal sont responsables des tourbillons formés dans ce même plan. Traçons donc ces contraintes pour chacun des taux de remplissage.

La légende de la Figure C-46 présente des valeurs négatives (zones bleues). Ces zones sont situées aux niveaux des parois côté gauche. Ceci s'explique par le fait que la fluctuation u' est dirigée dans le sens opposé à l'axe des x .

La Figure C-46 montre que plus le taux de remplissage est faible plus les valeurs des contraintes $\overline{u'w'}$ sont élevées. En effet, à 25%, on atteint une valeur maximale de $6,8 \cdot 10^{-4} \text{ J/Kg}^1$ contre $4,2 \cdot 10^{-4} \text{ J/Kg}$ pour un taux à 50% et $3,7 \cdot 10^{-4} \text{ J/Kg}$ pour un taux à 75%. Les valeurs de ces contraintes expliquent donc l'intensité des courants secondaires devenant faibles avec la hauteur d'eau.

De plus, on constate que les valeurs les plus élevées sont situées au niveau des parois et confortent l'idée que les frottements à la paroi jouent directement sur l'anisotropie.

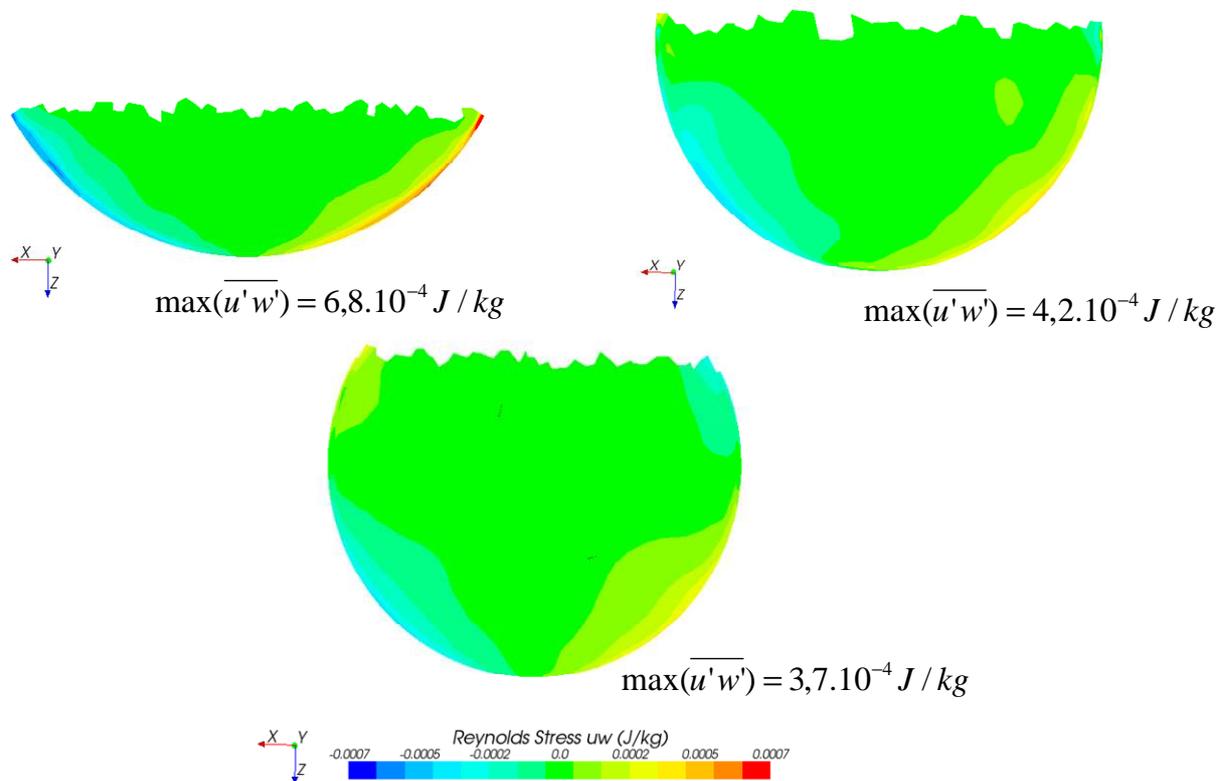


Figure C-46 : Contraintes de Reynolds pour trois taux de remplissage

¹ $1,0 \text{ J/Kg} = 1,0 \text{ m}^2/\text{s}^2$

Position de la vitesse moyenne

Intéressons-nous à présent à la position de la vitesse moyenne. La Figure C-47 présente les positions obtenues pour les trois diamètres, les quatre vitesses en entrée et les trois taux de remplissage.

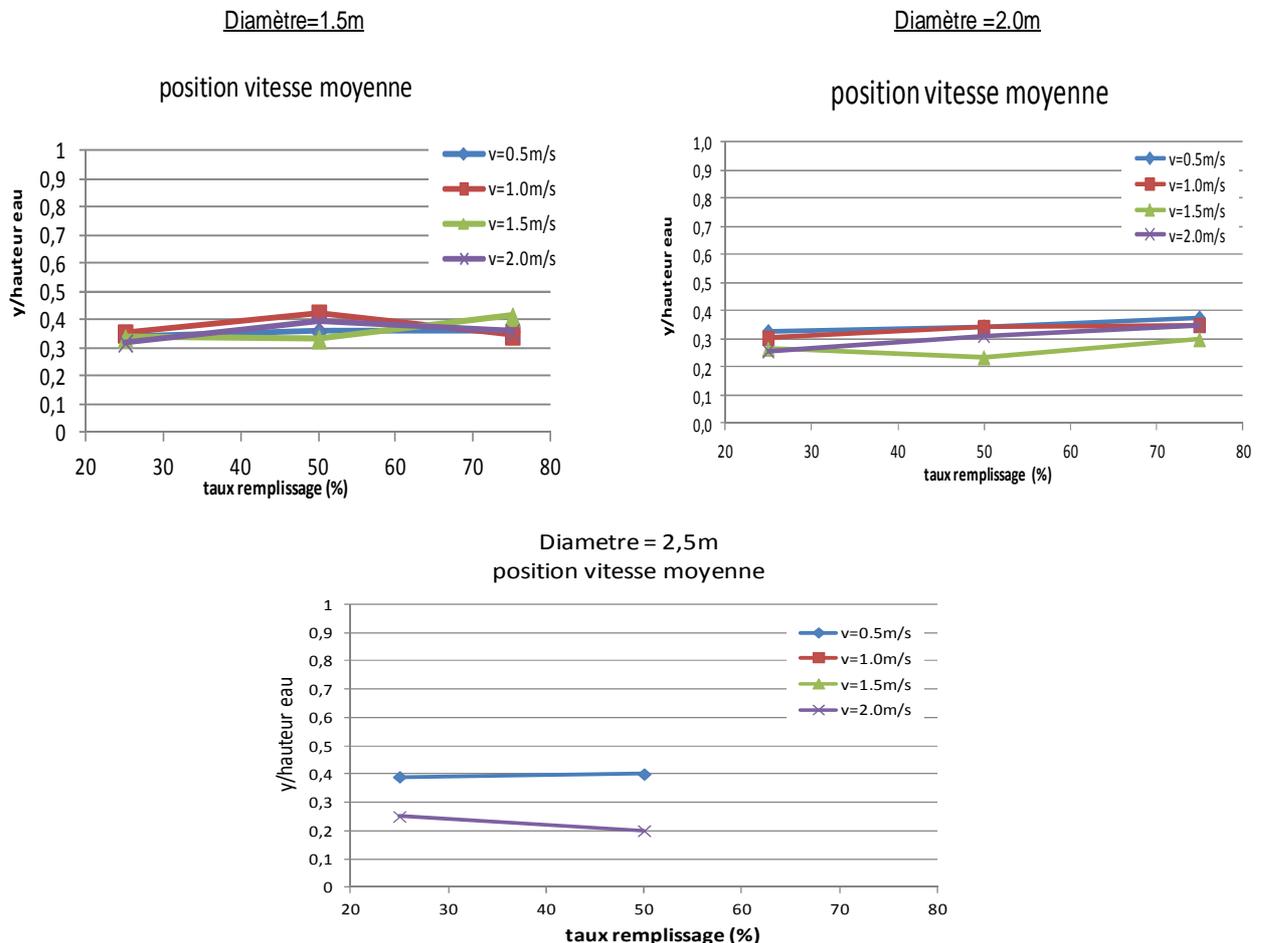


Figure C-47 : Position de la vitesse moyenne

La Figure C-47 montre que les valeurs des positions moyennes sont situées globalement entre 0,30 et 0,45 pour un diamètre égale à 1,5 mètres. Le diamètre de 2,0 mètres présente des valeurs de y/h comprises entre 0,23 et 0,38.

De plus, on constate que la courbe bleue ($v = 0,5 \text{ m/s}$) est celle présentant peu de variation avec le taux de remplissage ou le diamètre.

Influence vitesse amont

Nous avons cherché à savoir si un lien existait entre les vitesses moyennes et vitesses maximales dans les sections et ce, en fonction de la vitesse en entrée. Le tableau suivant présente les valeurs des vitesses moyennes/vitesses maximales obtenues à 115 mètres à l'aval du coude.

Tableau C-8 : Rapport de la vitesse moyenne à la vitesse maximale

Vitesse en entrée (m/s)		0,5	1,0	1,5	2,0
25%	U_{\max}/U	1,19	1,18	1,14	1,19
50%	U_{\max}/U	1,22	1,23	1,21	1,22
75%	U_{\max}/U	1,24	1,25	1,26	1,23

Ce tableau montre pour un taux de remplissage donné, la valeur $U_{\max}/U_{\text{moyenne}}$ reste quasi-constante. En effet, quelle que soit la vitesse en entrée, pour un taux à 50% le rapport est compris entre 1,21 et 1,23, soit un écart égal à 2%. Cet écart est du même ordre pour un taux de remplissage de 25% et 75%.

C.2.2.2.3 Déviation de 60° et 30°

Intéressons-nous à présent à l'influence du coude.

Afin de gagner du temps de calcul, le maillage du coude de 60° et 30° comporte à l'amont du coude une partie seulement. Pour cela, nous considérons pour la partie amont du coude une distance de 5 mètres contre 50 mètres auparavant.

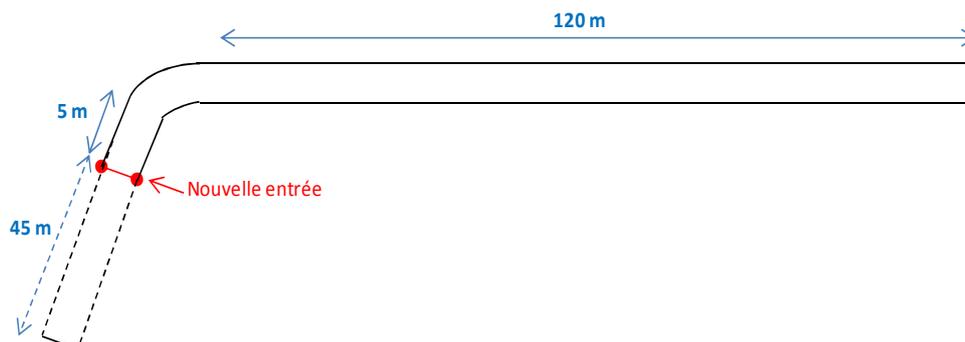


Figure C-48 : Géométrie du coude de 60°

Les valeurs en entrée notamment pour le profil de vitesse ne sont plus imposées uniformément comme il a été fait pour le coude de 90°. Nous reprenons le profil de vitesse du calcul du coude à 90° situé à la même position (5 mètres en amont du coude). Cette étape permet de s'affranchir de tout le calcul fait sur les 45 mètres amont et donc un gain de temps non négligeable (~30%).

Traçons la fonction de répartition de l'erreur relative pour les trois taux de remplissage et une vitesse amont de 0,5 m/s. La Figure C-49 présente cette répartition pour le coude de 60°. Cette figure montre que plus la section est située à l'aval, plus l'erreur relative diminue comme on pouvait s'y attendre.

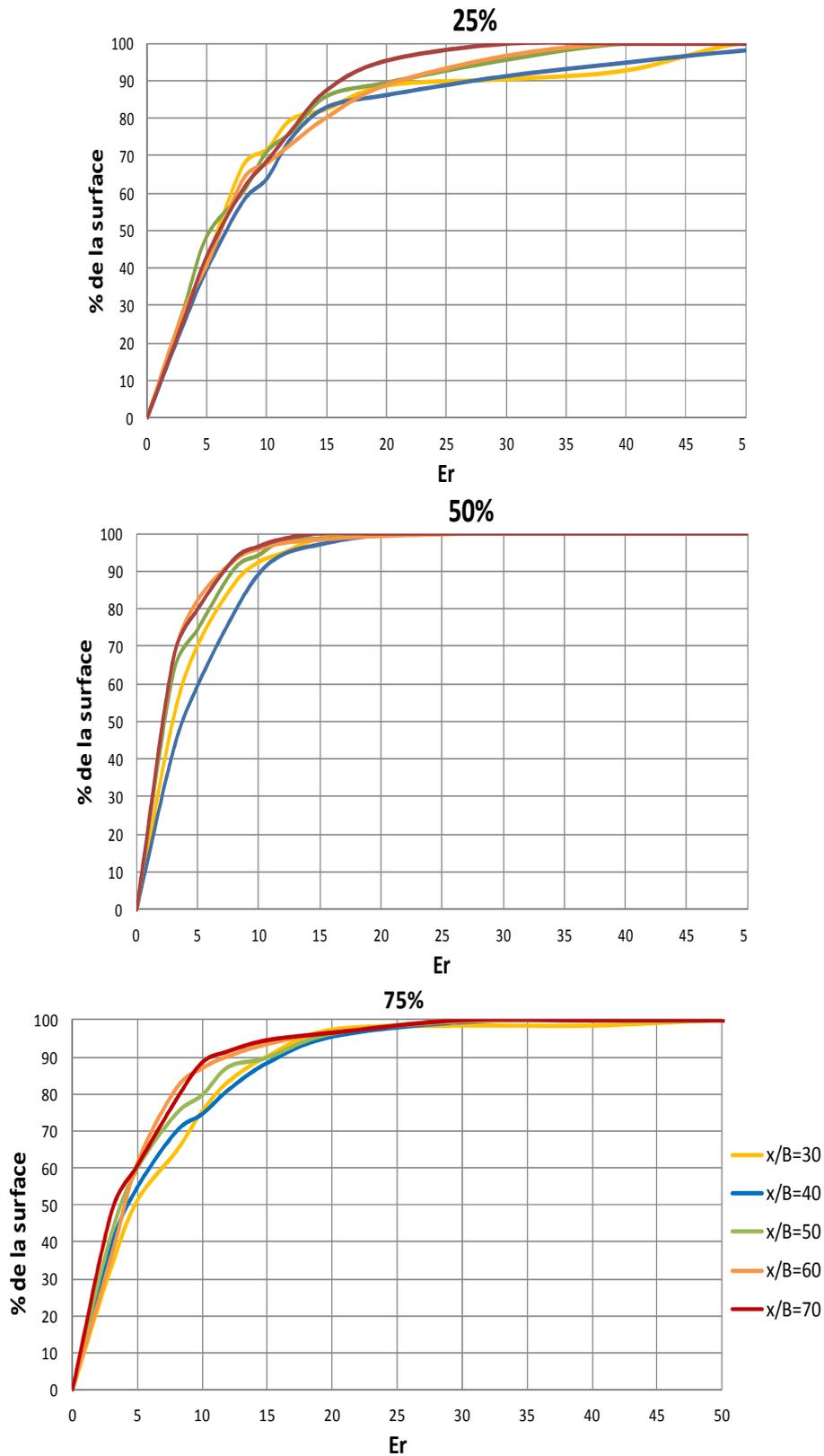


Figure C-49 : Répartition de l'erreur pour trois taux de remplissage ($v_{entrée} = 0,5 \text{ m/s}$ et coude 60°)

Traçons à présent, les trois coudes sur un même graphe à une position de 90 mètres à l'aval du coude. La Figure C-50 montre que plus l'angle est faible plus les erreurs relatives le sont. À noter cependant que les angles de 30° et 60° donnent des courbes quasi similaires.

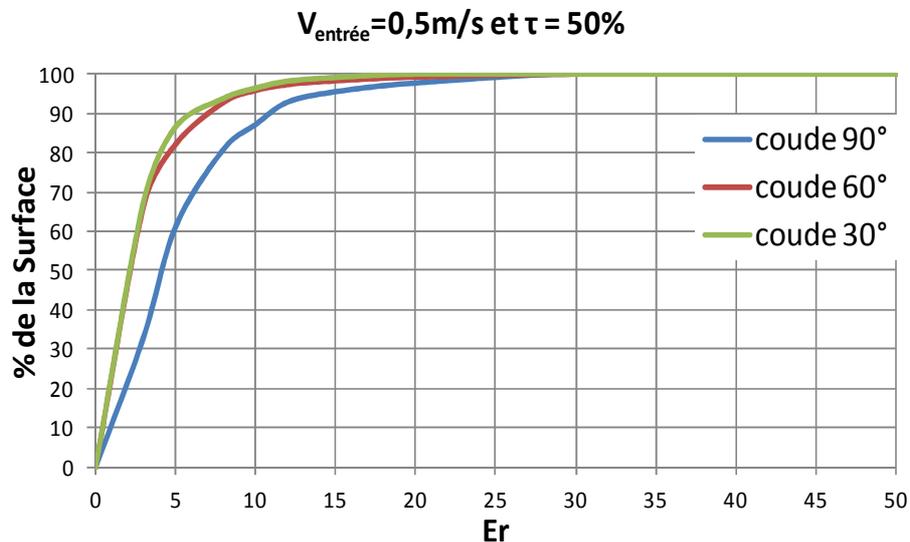


Figure C-50 : Répartition de l'erreur à 90 m à l'aval

C.2.3. Synthèse

La sous-tâche 1.1 a vu l'établissement de deux méthodes de détermination du débit :

- Une méthode fondée sur la mesure de deux hauteurs d'eau dans des sections distinctes : cette méthode est à présent opérationnelle.
- Une méthode fondée sur la mesure dans une section de la hauteur d'eau et d'un profil vertical de vitesse : cette méthode est à présent opérationnelle.

Le cœur de la sous-tâche 1.2 est constitué de modélisation générique de l'écoulement en aval de singularités. Nous avons effectué un travail très systématique de validation des options retenues (maillage, modèle de turbulence, représentation de la surface libre, conditions aéux limites) mais, compte tenu des temps de calculs, nous avons dû renoncer à certaines configurations initialement prévues (les sections ovoïdes). Ces travaux ont de plus directement été utilisés dans la tâche 3.

Les résultats de ces travaux sont désormais disponibles sur le site web du projet COACHS sous forme de guides méthodologiques.

D. TACHE 2 : DEMARCHE DE MODELISATION HYDRODYNAMIQUE DES DEVERSOIRS D'ORAGE

L'instrumentation des déversoirs d'orage (DO) par des dispositifs de mesure de hauteur d'eau permet de répondre aux contraintes de l'autosurveillance. Dans ce contexte, l'objectif est de positionner convenablement des capteurs de tirant d'eau dans le déversoir et d'utiliser la modélisation afin de définir les relations mathématiques permettant l'évaluation du débit déversé.

D.1. Sous-tâche 2.1 : Estimation du débit déversé pour le cas des déversoirs simples

L'élaboration des modèles mathématiques de déversement repose sur une analyse des conditions aux limites hydrauliques qui ne sont pas toujours simples à évaluer. En effet, les Conditions aux Limites (C. L.) engendrent souvent des lois de comportement transitoires complexes voire difficilement interprétables et donc non-modélisables. L'objectif de cette étude est d'évaluer la sensibilité de la loi de déversement en fonction des conditions aux limites hydrauliques. Ce travail consiste à bâtir une série de modèles de déversement sous différentes contraintes hydrauliques amont et aval pour un même déversoir. On cherche ainsi à tester la sensibilité de l'évaluation du débit en fonction de la position des capteurs de mesure. On pourra ainsi estimer l'erreur sur le débit déversé. Cette étude sera menée en binôme par les partenaires 2 et 3 puisque le responsable de cette tâche a déjà abordé cette problématique lors de sa thèse dans l'équipe du partenaire 3. La finalité est la recherche de la position des capteurs de hauteur afin qu'ils soient le moins sensibles aux variations incontrôlées des conditions aux limites.

D.1.1.1 Avancement de la sous-tâche 2.1

Les travaux présentés ci-dessous ont été menés par le partenaire 2 et portent sur la détermination des débits surversés au niveau d'un trop-plein des postes de relèvement en réseau d'assainissement. Ces trop-plein de poste de relèvement peuvent être considérés comme étant des déversoirs frontaux à crête circulaire épaisse (représentée par la conduite de surverse).

Les déversoirs d'orage (DO) à crête circulaire sont souvent utilisés pour représenter le trop-plein des postes de relèvement. Les lois de déversement actuelles pour calculer le débit rejeté au milieu naturel ne sont valides que pour des cas spécifiques et il n'existe pas un modèle de déversement généralisable à toutes les formes de géométrie des postes de relèvement. Nous avons utilisé le cas d'un poste de relèvement équipé avec une conduite circulaire permettant d'évacuer le trop-plein d'une station de pompage. Nous avons utilisé l'approche RANS (Reynolds Averaged Navier-Stokes) pour représenter l'écoulement à travers ce type de déversoir et avoir une référence pour améliorer les lois existantes.

Maillage et stratégie de modélisation

Nous avons utilisé les logiciels FLUENT pour simuler différents débits en vue de trouver une relation entre la hauteur d'eau mesurée dans la chambre de relèvement et le débit de trop-plein. Le modèle VOF couplé à la fonction *Level set* pour déterminer la surface libre et un modèle de turbulence $\kappa\text{-}\varepsilon$ RNG couplé au modèle de paroi *non-equilibrium* (prise en compte des gradients de pression près des parois dus au décollement/recollement des veines liquides) ont été utilisés. Nous avons utilisé les résultats de la modélisation à partir de l'approche RANS pour proposer des modifications dans les lois existantes. Les maillages utilisés sont les suivants (Figure D-1) :

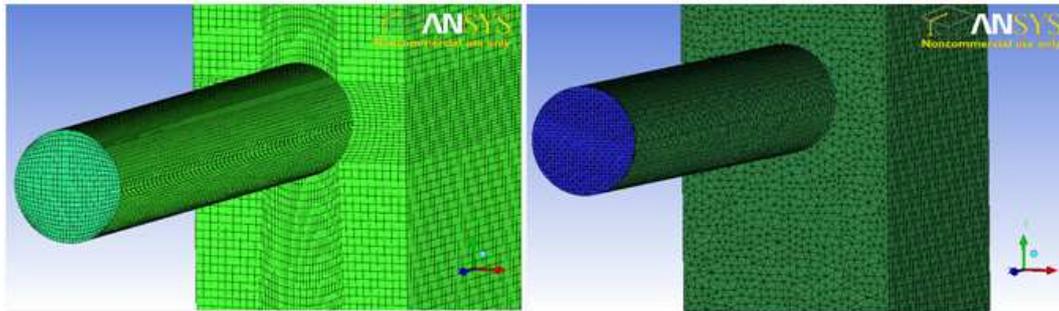


Figure D-1 : Maillages hexahédrique et tétraédrique utilisés

D.1.1.2 Elaboration de la relation de déversement

Le modèle de déversement testé dérive des relations de Stauss (Vazquez *et al.*, 2006) et de Toricelli et permet d'obtenir le débit à partir de la hauteur d'eau dans la chambre de relèvement. Différents diamètres de conduite de déversement ont été testés. Nous avons également pris en compte la présence d'un clapet anti-retour situé à la sortie de la conduite de trop-plein pour empêcher l'entrée d'eau venant du milieu naturel dans la chambre de relèvement. À partir de la base de données de VEOLIA (DO de Mâcon) nous avons isolé les cas qui permettaient de cerner l'influence que cette condition à l'aval exerce sur le niveau d'eau à l'amont.

Pour prendre en compte les effets du clapet, une simulation en régime transitoire a été entreprise avec un pas de temps calculé à partir du 'nombre de Courant'. La modélisation permet de visualiser les effets dus à la présence du clapet à partir d'un certain débit de sortie (Figure D-2). Les incertitudes relatives sur le débit surversé liées à la présence de ce clapet ont été estimées à 30%.

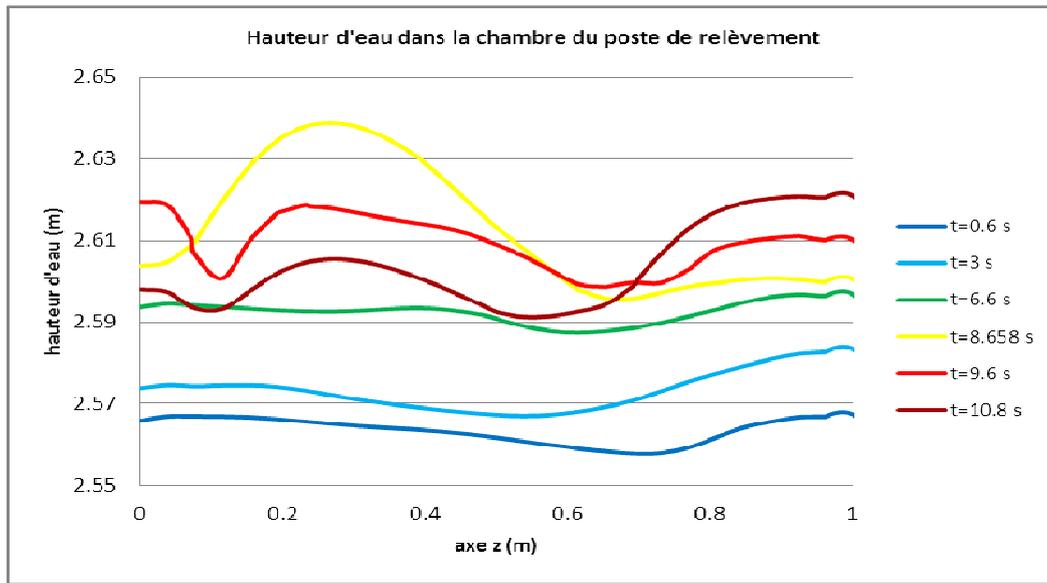


Figure D-2 : Evolution de la hauteur d'eau dans la chambre au cours du temps - résultats obtenus en simulant la présence d'un clapet (ou d'une toute autre influence aval) à la sortie de la conduite de trop-plein

Un modèle unique a pu être proposé pour le cas d'une chambre rectangulaire avec une ouverture dans le mur. Un exemple d'abaque représentant la relation obtenue est présenté par la Figure D-3.

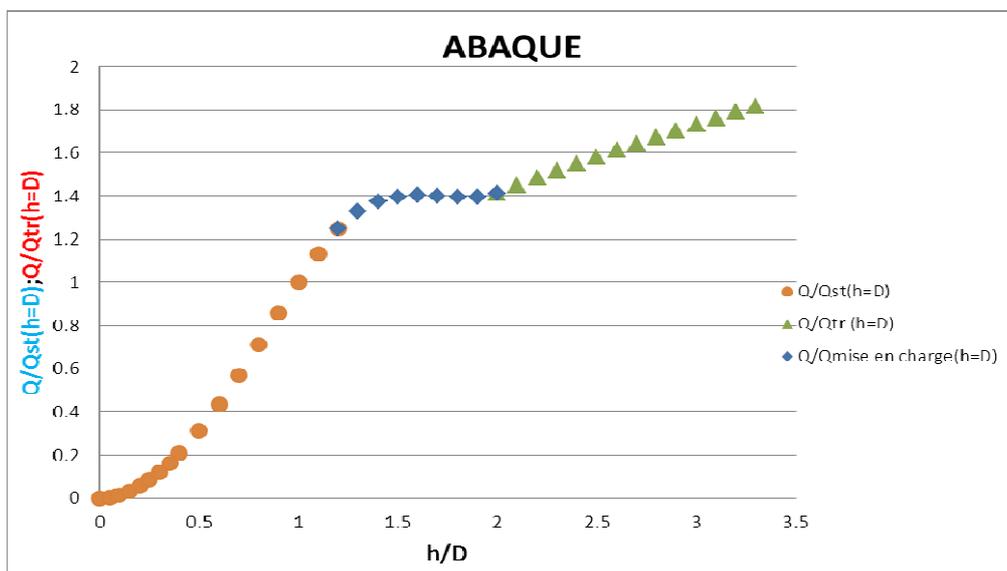


Figure D-3 : Représentation graphique de la relation permettant d'obtenir le débit surversé au niveau d'un trop-plein de poste de relèvement (cas d'une chambre rectangulaire avec une ouverture circulaire dans le mur) – Q_{st} = débit obtenu à partir de la relation de Stauss améliorée ; Q_{tr} = débit obtenu à partir de la relation de Torricelli modifiée (Corbella, 2012)

Le partenaire 3 a également développé une méthodologie fondée sur l'utilisation de la relation de Bernoulli modifiée en vue de déterminer le débit de trop-plein en fonction de la connaissance de la hauteur dans la chambre de relèvement. Les travaux sont présentés dans un guide spécifique car menés avant le démarrage du projet COACHS.

Si les outils utilisés pour mettre au point cette méthode d'évaluation du débit au niveau des trop-pleins sont complexes, les méthodes mises en avant dans le guide technique sont simples et ne nécessitent pas de compétences en mécanique des fluides numérique pour pouvoir être mises en œuvre. Un hydraulicien sera en effet à même de les mettre en œuvre.

D.2. Sous-tâche 2.2 : Estimation du débit déversé pour le cas des déversoirs complexes

Dans le cas d'ouvrages complexes ne pouvant pas être répertoriés dans une classification et donc répondre à une modélisation simple par exemple du type 1D, la modélisation 3D à l'aide des outils mentionnés ci-dessous peut alors apporter des solutions en termes de connaissances hydrodynamiques. C'est dans ce contexte que s'inscrit cette sous-tâche. L'objectif de cette étude est de mettre au point une méthodologie pour permettre la modélisation des ouvrages de déversement et des canalisations à géométrie complexe avec un code de calcul 3D.

Il est à noter que la difficulté principale de la méthode réside dans la nécessité de mettre en œuvre une expertise en mécanique des fluides numérique pour pouvoir obtenir la loi hauteur – débit d'un déversoir d'orage. Or la compétence « mécanique des fluides » n'est pas très répandue dans les bureaux d'études agissant dans le domaine de l'eau et de l'environnement. La startup 3D Eau SAS a justement vu le jour en avril 2014 pour agir dans son domaine de compétences ; l'entreprise a passé un contrat de licence avec le laboratoire ICube (ex-IMFS, dépendant de l'Université de Strasbourg, le CNRS, l'INSA de Strasbourg et l'ENGEES) pour pouvoir utiliser les savoir-faire développés au sein du laboratoire.

Ainsi, les modèles de turbulence ($k-\varepsilon$, $k-\omega$, RSM, ...), le type et la densité du maillage, le modèle de localisation de la surface libre, les différentes conditions aux limites, les conditions initiales, et les schémas numériques (1^{er}, 2^{ème} ordre, ...) feront l'objet d'une critique détaillée afin de permettre le choix le plus pertinent en fonction des résultats recherchés.

L'expérience des partenaires 1, 2 et 3 depuis quelques années sur l'utilisation et la conception de modèles 3D permettant la modélisation tridimensionnelle des déversoirs (Lipeme Kouyi, 2004) et des collecteurs (Bonakdari, 2006) est un très bon indicateur de succès.

D.2.1. Estimation du débit déversé pour le cas du déversoir complexe « Milan »

L'objectif est d'établir une relation entre le débit rejeté à travers un déversoir d'orage et la mesure de plusieurs hauteurs d'eau de la lame déversante.

La forme de la surface libre sur un déversoir est complexe et dépend fortement de la géométrie de l'ouvrage, de la turbulence et des conditions aux limites à l'amont et à l'aval.

La méthode vise à exploiter au maximum l'hydrodynamique 3D pour simplifier l'instrumentation et l'exploitation des mesures.



Figure D-4 : Algorithme de la méthode CFD3D (pour Three-Dimensional Computational Fluid Dynamics)

D.2.1.1 Présentation du site

Cette démarche est appliquée au déversoir d'orage « Milan » à Mulhouse. Cette étude a été menée en collaboration avec La Lyonnaise des Eaux, exploitant du réseau d'assainissement mulhousien. La canalisation à l'amont du déversoir possède une géométrie complexe : une banquette sépare ainsi en deux zones la partie inférieure de la canalisation.



Figure D-5 : Vue depuis l'amont du déversoir « Milan »

La finalité est de déterminer une relation « simple » du type de l'équation (D-1) ci-dessous :

$$\text{Débit} = f(\text{hauteur}(1), \text{hauteur}(2), \dots) \quad \text{Eq D-1}$$

La canalisation à l'aval du déversoir présente une géométrie en forme de fer à cheval (Figure D-6 et Figure D-7). L'analyse des données disponibles a montré que cette dernière est généralement en charge lors des déversements. Ceci s'explique par une crête de hauteur à peine plus petite que celle de la conduite.

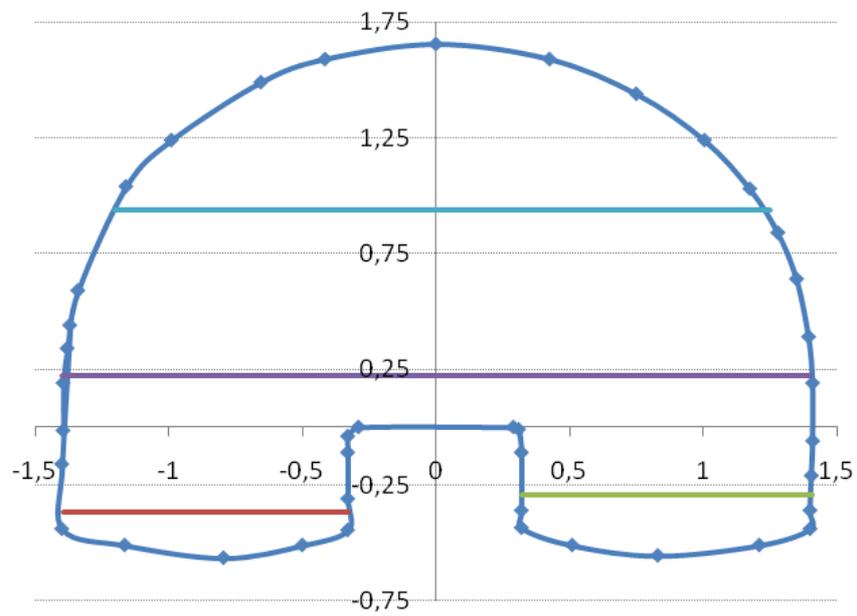


Figure D-6 : Schéma de la conduite amont et cordes de vitesses



Figure D-7 : Vue de l'aval du déversoir sur le site de Milan

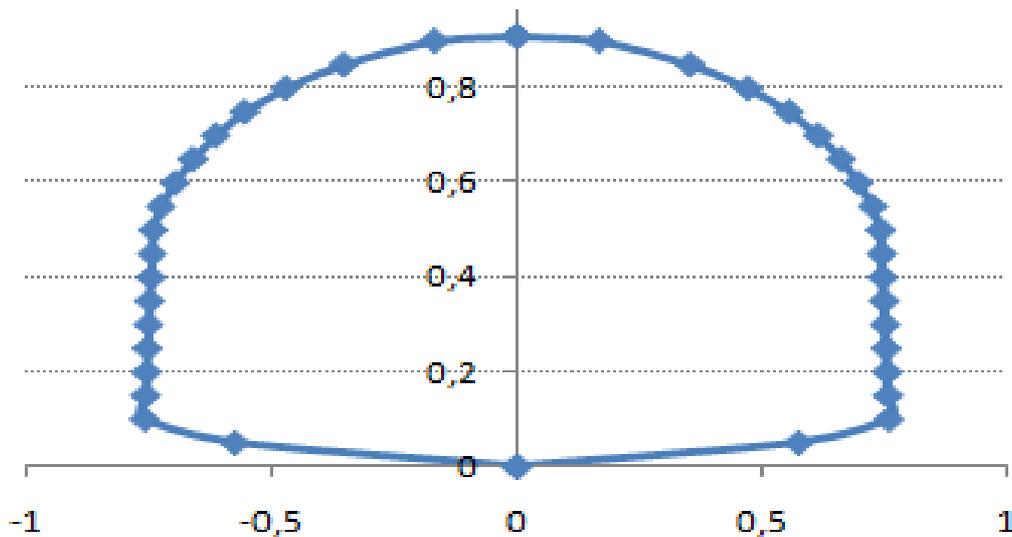


Figure D-8 : Schéma de la conduite aval

Le déversoir étudié est curviligne à crête mince basse d'une hauteur de 88 cm (Figure D-8). Il est important de noter qu'une plaque en métal est située au sein de la crête et abaisse la hauteur du seuil de 21,5 cm sur une longueur de 50 cm (Figure D-9).

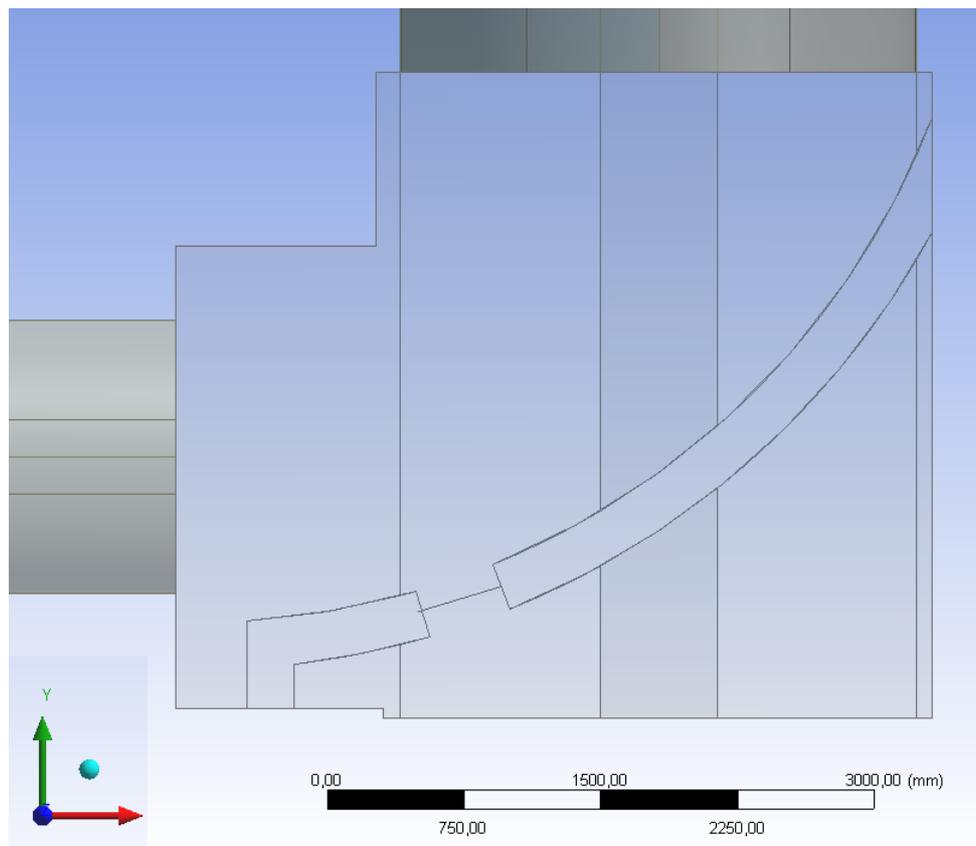


Figure D-9 : Géométrie du déversoir (en 2D) – vue de dessus

Pour obtenir des résultats de simulation corrects, le maillage doit être construit avec le plus grand soin. Le choix du nombre de mailles constitue un compromis entre temps de calcul et

qualité des résultats. Plus le maillage est dense, plus les résultats ont une chance d'être en bon accord avec les mesures, mais plus le temps de calcul est long. En général, nous constatons que les résultats n'évoluent plus de façon significative au-delà d'un certain nombre de mailles. Construire un maillage plus fin n'est donc pas nécessaire.

La construction du maillage constitue la première étape de toute simulation numérique. Cette construction concerne non-seulement le nombre de mailles mais aussi leur taille et leur forme. Typiquement, on densifie le maillage dans les zones où de forts gradients sont attendus. Inversement, dans les zones où les gradients attendus sont faibles, des mailles plus grandes peuvent être utilisées. Quant à la forme des mailles, les hexaèdres sont privilégiés. Cependant, dans le cas de géométries aux formes complexes, il n'est pas toujours possible d'utiliser de telles mailles ; des mailles tétraédriques peuvent alors être utilisées (Figure D-10 et Figure D-11).

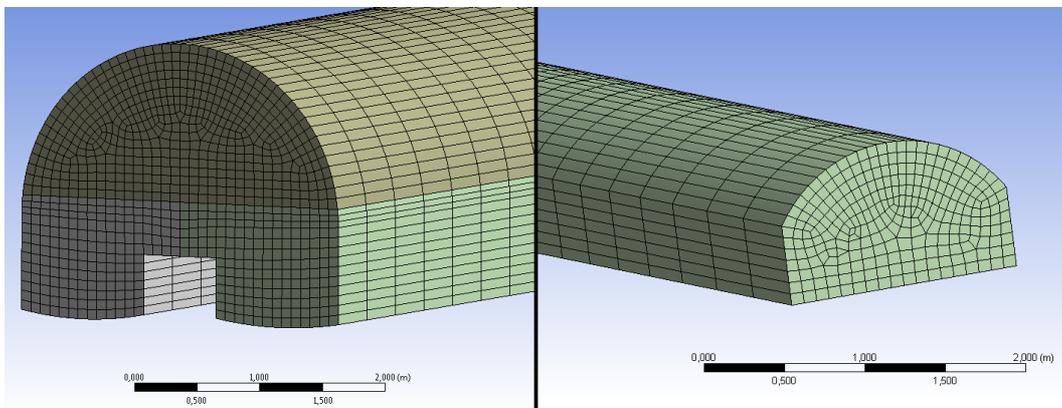


Figure D-10 : Maillage des canalisations amont (à gauche) et aval (à droite)

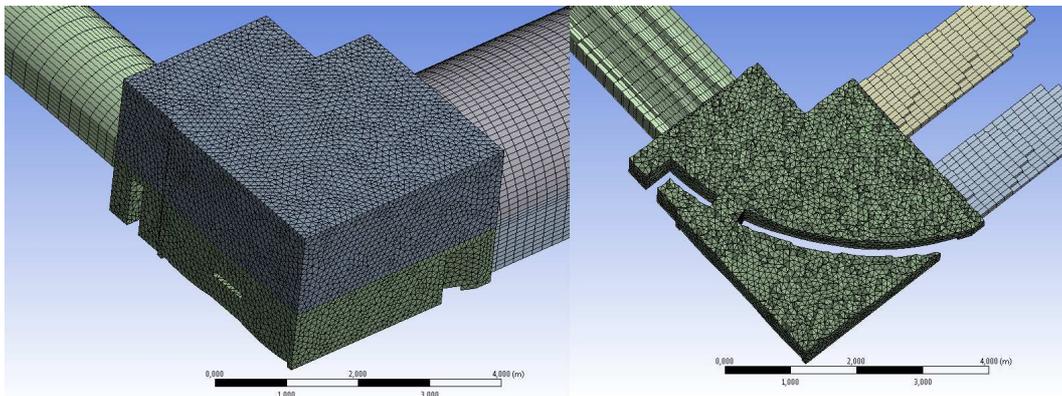


Figure D-11 : Maillage du déversoir (vues de dessus et en coupe transversale)

Au final, le déversoir a été divisé en 402 366 mailles.

D.2.1.2 Exploitation des mesures existantes

L'analyse de la Figure D-12 montre que le débit aval subit des variations non-bijectives en fonction du débit amont. On en déduit que la condition aux limites aval devra être modélisée en prenant en compte la variabilité de ces débits. De plus, la pente de cette canalisation (0,3‰) est clairement faible, ce qui contraint à imposer à l'aval à la fois la vitesse et le tirant d'eau (régime fluvial en influence aval).

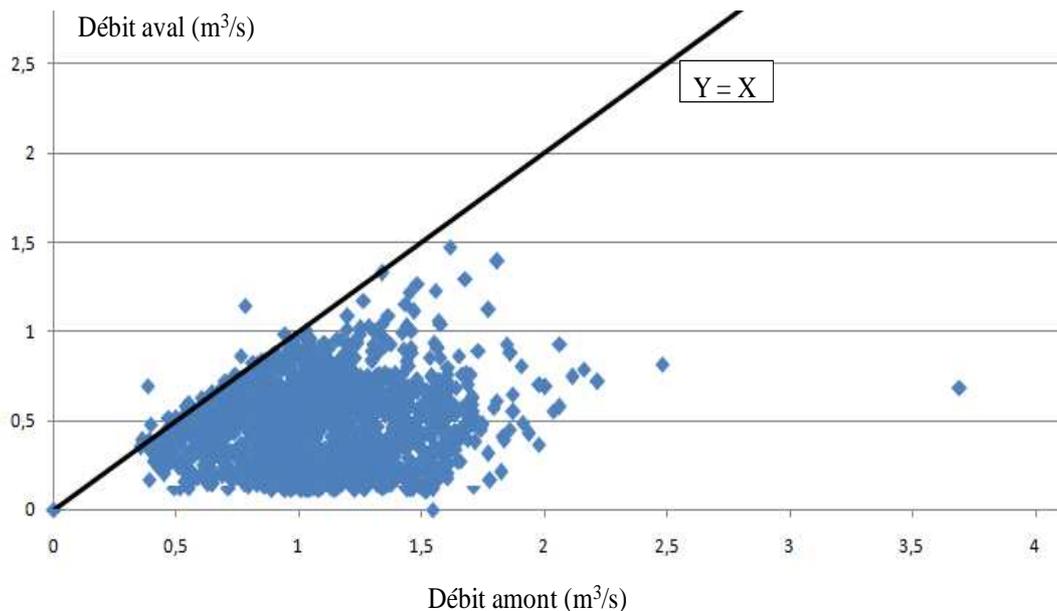


Figure D-12 : Débit aval en fonction du débit amont lors des déversements

D.2.1.3 Détermination des débits pour chaque simulation

Le graphique obtenu dans le paragraphe précédent montre que pour un débit déversé donné, il existe plusieurs couples débit amont / débit aval. De ce fait, plusieurs simulations pour un même débit déversé ont été réalisées pour :

- Montrer l'influence du choix des débits amont et aval (pour un même débit déversé), sur la hauteur d'eau dans le déversoir,
- Montrer l'influence de différents débits déversés sur la hauteur d'eau dans le déversoir.

Afin de couvrir un maximum de possibilités d'écoulement dans le déversoir, les simulations ont été menées pour un débit amont allant de 0,5 à 3,5 m³/s et un débit aval allant de 0,4 à 1,2 m³/s.

Ainsi, sept débits déversés ont été choisis. Onze simulations ont permis de tester différents couples débit amont/ débit aval pour deux d'entre eux.

Le Tableau D-1 donne les différentes conditions aux limites de chaque simulation.

Tableau D-1 : Simulations et conditions aux limites associées (les débits sont en m³/s)

Simulation	Débit déversé	Débit amont	Débit amont gauche	Débit amont droite	Débit aval
1	2,30	3,50	1,17	2,33	1,20
2		3,10	1,03	2,07	0,80
3		2,70	0,90	1,80	0,40
4	1,70	2,10	0,70	1,40	0,40
5	1,20	2,40	0,80	1,60	1,20
6		2,00	0,67	1,33	0,80
7		1,60	0,53	1,07	0,40
8	0,70	1,10	0,37	0,73	0,40
9	0,25	1,30	0,43	0,87	1,20
10	0,19	0,90	0,30	0,60	0,80
11	0,14	0,50	0,17	0,33	0,40

D.2.1.4 Résultats des simulations

Les Figures D-13 et D-14 illustrent respectivement les lignes de courant et la cote de la surface libre. Les simulations 1, 2 et 3 ainsi que les simulations 5, 6 et 7 permettent de trouver les zones à l'intérieur du déversoir où la hauteur d'eau est inférieure à 0,01 m pour un même débit déversé, quels que soient les couples débit amont/débit aval.

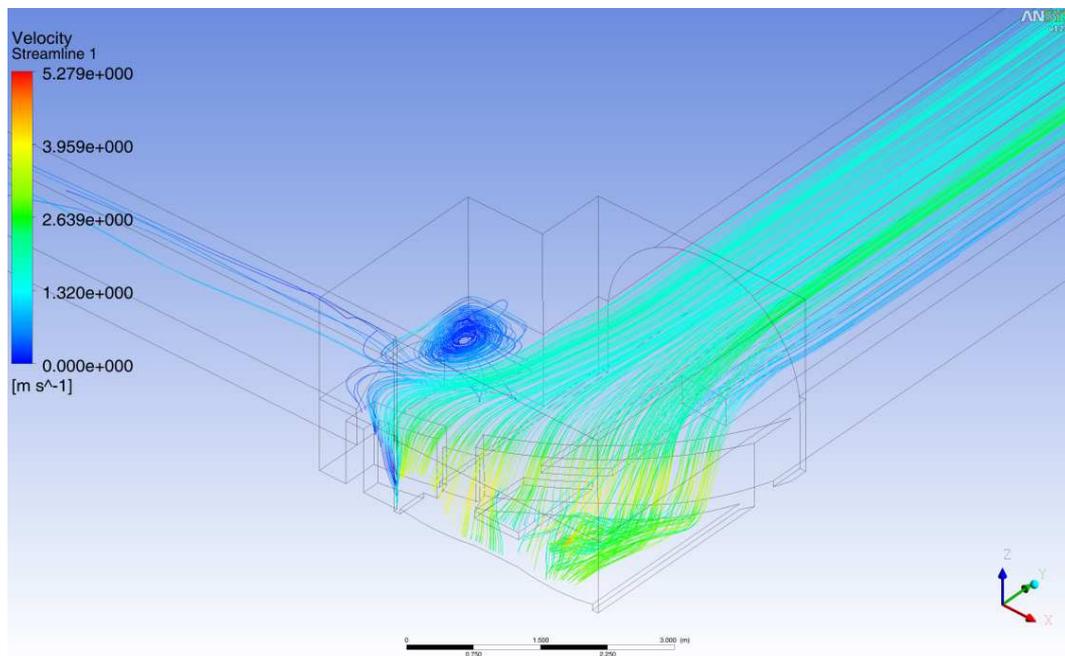


Figure D-13 : Simulation 1 : lignes de courant

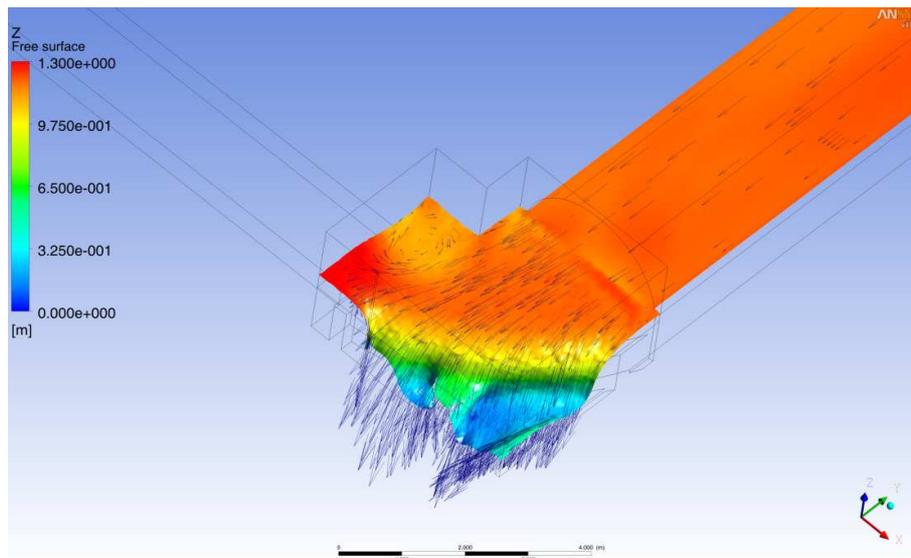


Figure D-14 : Simulation 2 : surface libre et champ de vitesses

D.2.1.5 Positionnement des capteurs

Il a été nécessaire de déterminer les endroits où la hauteur d'eau pour un même débit déversé ne dépend pas des couples débit amont/débit aval. Afin de déterminer cette zone, nous avons traité les simulations 1, 2 et 3. Le graphique suivant représente la zone (quadrillage) pour laquelle la surface libre est indépendante des conditions hydrauliques aval au centimètre près :

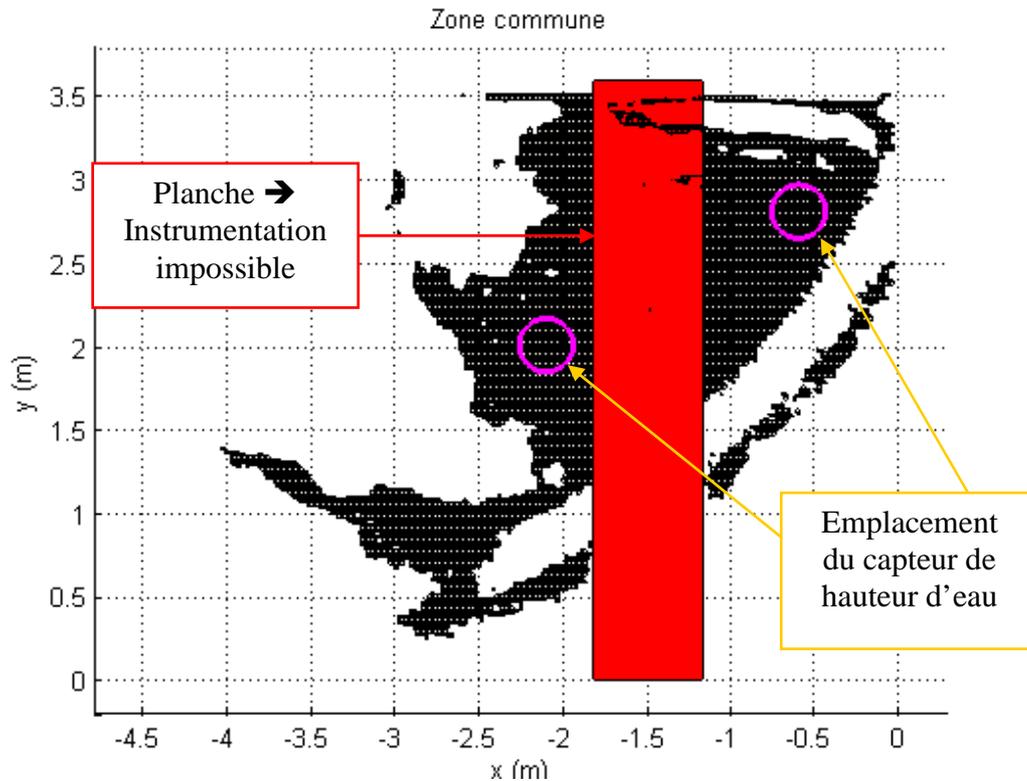


Figure D-15 : Zone où la hauteur est constante (<1 cm) pour $Q_{\text{déversé}} = 2,3 \text{ m}^3/\text{s}$

La même opération a été réalisée pour les simulations 5, 6 et 7, soit pour un débit déversé de $1,2 \text{ m}^3/\text{s}$. Le résultat obtenu est le suivant :

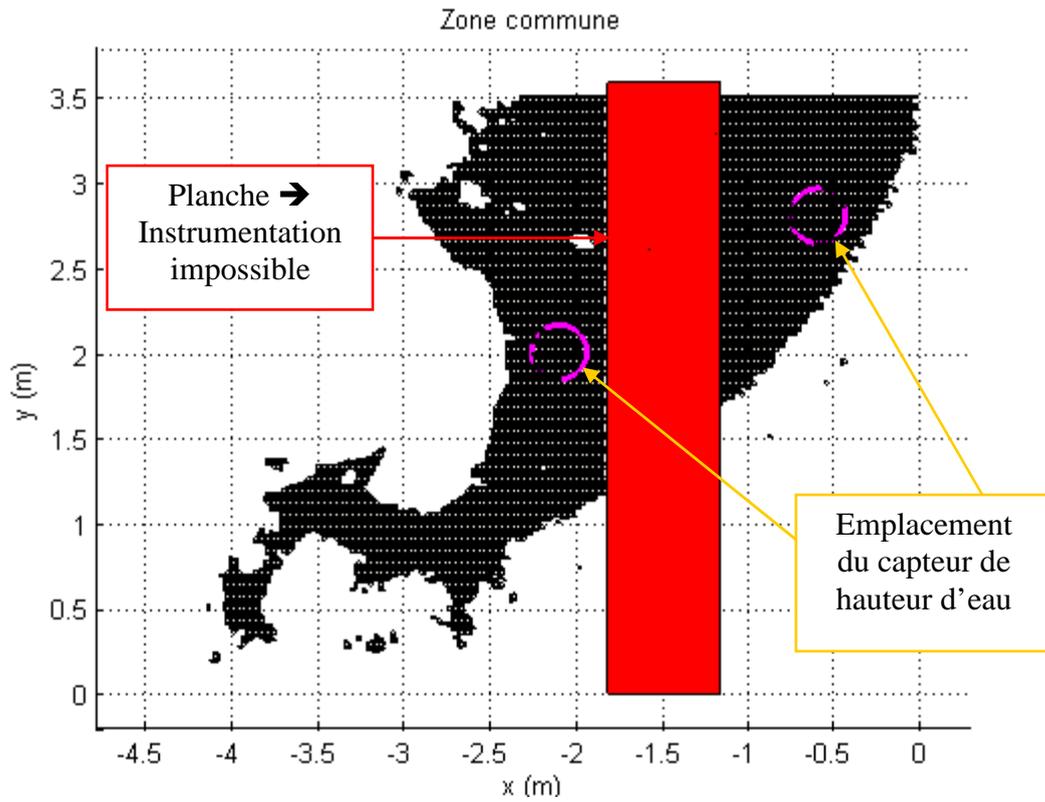


Figure D-16 : Zone où la hauteur est constante ($< 1 \text{ cm}$) pour $Q_{\text{déversé}} = 1,2 \text{ m}^3/\text{s}$

Ainsi, au final la localisation des capteurs retenue est la suivante :

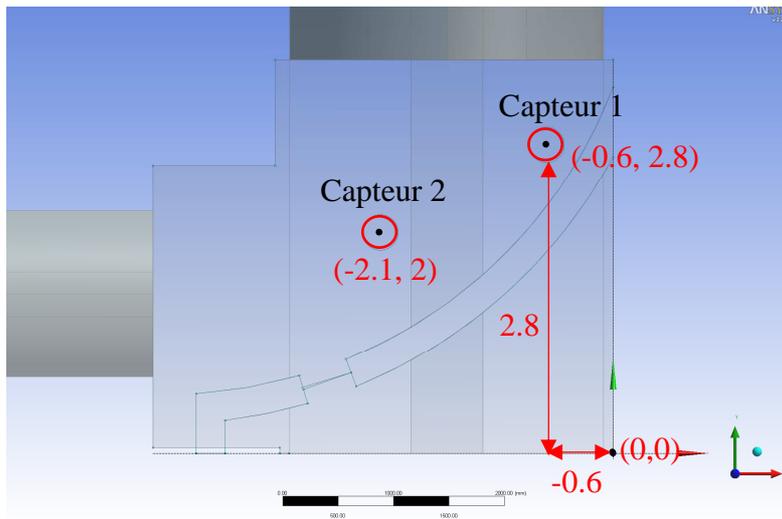


Figure D-17 : Localisation des capteurs de hauteurs d'eau

D.2.1.6 Détermination de la loi hauteur débit

Une fois l'emplacement des capteurs localisé, il a été nécessaire de déterminer la loi de déversement de l'ouvrage : $Q_{\text{déversé}} = f(h)$. Pour ce faire, une régression a été recherchée afin de relier le débit déversé à la hauteur d'eau pour chaque simulation aux emplacements des capteurs, *id est* (-0,6 ; 2,8) et (-2,1 ; 2,0).

Le tableau suivant donne les hauteurs d'eau en fonction des débits déversés (Q en m^3/s ; h_{C_i} = hauteur d'eau mesurée au capteur i en m) :

Tableau D-2 : Hauteurs d'eau en fonction du débit déversé

Simulation N°	11	10	9	8	5,6 et 7	4	1, 2 et 3
$Q_{\text{dev}} (\text{m}^3/\text{s})$	0,182	0,250	0,345	0,703	1,217	1,700	2,323
h_{C_1} (m)	0,877	0,910	0,947	1,017	1,081	1,137	1,184
h_{C_2} (m)	0,865	0,885	0,925	0,995	1,062	1,116	1,166

Par la suite, les lois de déversement en mode « normal » et « dégradé » du déversoir ont été déterminées. Ainsi, 3 cas ont été étudiés :

- Cas 1 : les deux capteurs fonctionnent.
- Cas 2 : seul le capteur 1 fonctionne (le 2 présente un dysfonctionnement ou des mesures non-fiables).
- Cas 3 : seul le capteur 2 fonctionne (le 1 présente un dysfonctionnement ou des mesures non-fiables).

Au final, les lois de déversement obtenues pour ce déversoir sont les suivantes (il faut prendre les valeurs absolues des expressions proposées) :

Tableau D-3 : Lois hauteur(s) – débit

	Etat de marche des capteurs		Loi de déversement	
	1	2	Capteur 1	Capteur 2
1	Oui	Oui	$\text{Abs}(-6,963 \cdot h_1^2 + 9,786 \cdot h_1 - 3,329) + \text{Abs}(6,860 \cdot h_2^2 - 11,480 \cdot h_2 + 4,728)$	
2	Oui	Non	$\text{Abs}(-19,399 \cdot h_1^2 + 33,372 \cdot h_1 - 14,532)$	/
3	Non	Oui		$\text{Abs}(-17,881 \cdot h_2^2 + 29,559 \cdot h_2 - 12,376)$

Ces relations ne sont valables que pour des hauteurs d'eau mesurées susceptibles d'engendrer un déversement donc supérieures à la hauteur de crête $w = 0,66$ m.

La Figure D-18 représente l'évolution des points simulés.

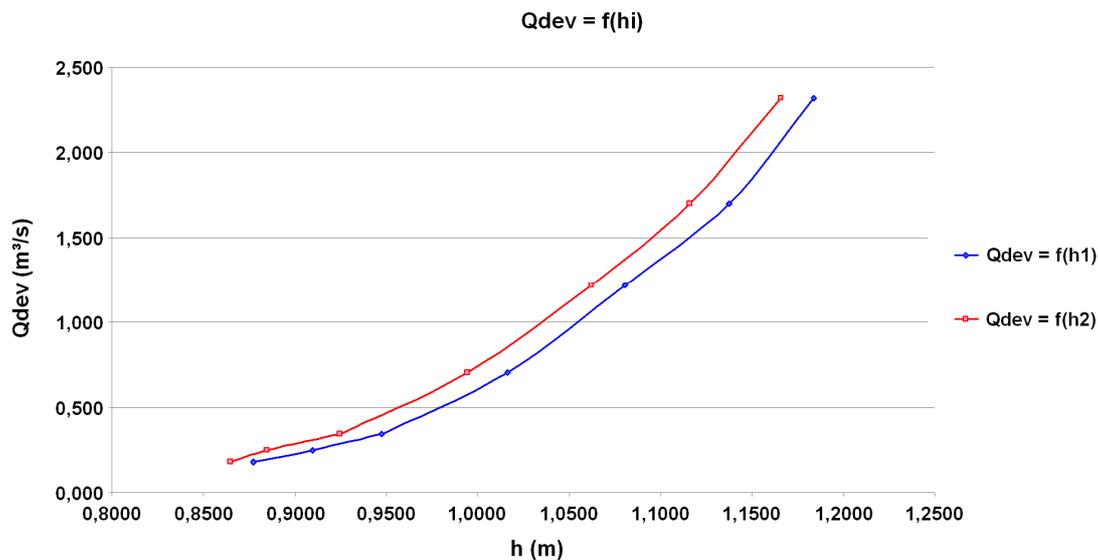


Figure D-18 : Evolution du débit en fonction de la hauteur

D.2.1.7 Calcul de l'incertitude

Trois paramètres ont une influence sur l'incertitude finale commise sur la valeur du débit déversé. La première erreur provient de la modélisation 3D, la seconde de la justesse de la régression choisie et la dernière de l'incertitude du capteur.

Erreur commise lors de la modélisation 3D

Une fois la simulation terminée, il est possible de vérifier les flux transitant dans le modèle. Pour que la simulation soit correcte, il faut que le flux entrant soit égal au flux sortant. La légère différence entre les deux correspond à une incertitude numérique. Les résultats sont donnés ci-dessous pour l'ensemble des simulations.

Tableau D-4 : Incertitude numérique

Simulation	Résidu (L/s)	Qdev (L/s)	Erreur
1	8,22	2318,26	< 1%
2	6,21	2315,68	< 1%
3	12,97	2333,70	< 1%
4	16,97	1700,04	1%
5	13,45	1210,72	1%
6	14,19	1222,75	1%
7	10,83	1218,84	1%
8	4,11	703,08	< 1%
9	15,32	344,57	4%
10	0,23	249,74	< 1%
11	3,82	181,82	2%

Erreur commise pour la régression pour le calcul des lois de déversement

L'erreur correspond ici à la différence entre le débit déversé simulé et le débit déversé obtenu par la loi de déversement déterminée précédemment. Cette erreur varie selon les différents cas étudiés (si les 2 capteurs fonctionnent ou uniquement l'un des deux). Les résultats seront détaillés dans le tableau récapitulatif ci-dessous.

Erreur commise par le capteur lors de la mesure

La dernière erreur provient du capteur, même si une mesure de hauteur d'eau est beaucoup plus fiable qu'une vitesse. Nous considérons que le capteur est fiable à plus ou moins un centimètre (incertitude classique sur site).

Afin de calculer l'impact sur le débit, nous déterminons les deux fonctions suivantes :

$$Erreur(h + 1cm) = 100 * \frac{|Q_{déversé}(h) - Q_{déversé}(h+1cm)|}{Q_{déversé}(h)} \quad \text{Eq D-2}$$

$$Erreur(h - 1cm) = 100 * \frac{|Q_{déversé}(h) - Q_{déversé}(h - 1cm)|}{Q_{déversé}(h)} \quad \text{Eq D-3}$$

Le Tableau D-5 récapitule l'incertitude totale pour les différents cas étudiés. Celle-ci a été calculée en sommant l'erreur due à la simulation, l'incertitude due à la régression utilisée pour déterminer la loi de déversement et enfin l'incertitude de mesure (pour h+1cm). Ainsi, on obtient les résultats suivants :

Tableau D-5 : Incertitude totale

		Incertitude moyenne de simulation	Incertitude loi Q=f(h)	Incertitude de mesure (+1cm)	Incertitude totale
1	max	2,1 %	5,5 %	5,8 %	13%
	moy	1,8 %	4,2 %	3,8 %	10%
	min	1,0 %	2,1 %	3,8 %	7%
2	max	4,5 %	5,1 %	5,3 %	15%
	moy	1,8 %	5,3 %	2,9 %	10%
	min	0,4 %	4,9 %	0,6 %	6%
3	max	2,1 %	2,3 %	10,8 %	15%
	moy	1,8 %	4,8 %	4,7 %	11%
	min	0,4 %	4,6 %	0,7 %	6%

L'erreur globale peut ensuite être disposée sur un graphique comme présenté dans les Figure D-19 et Figure D-20 :

→ Dans le cas 1 : les deux capteurs fonctionnent

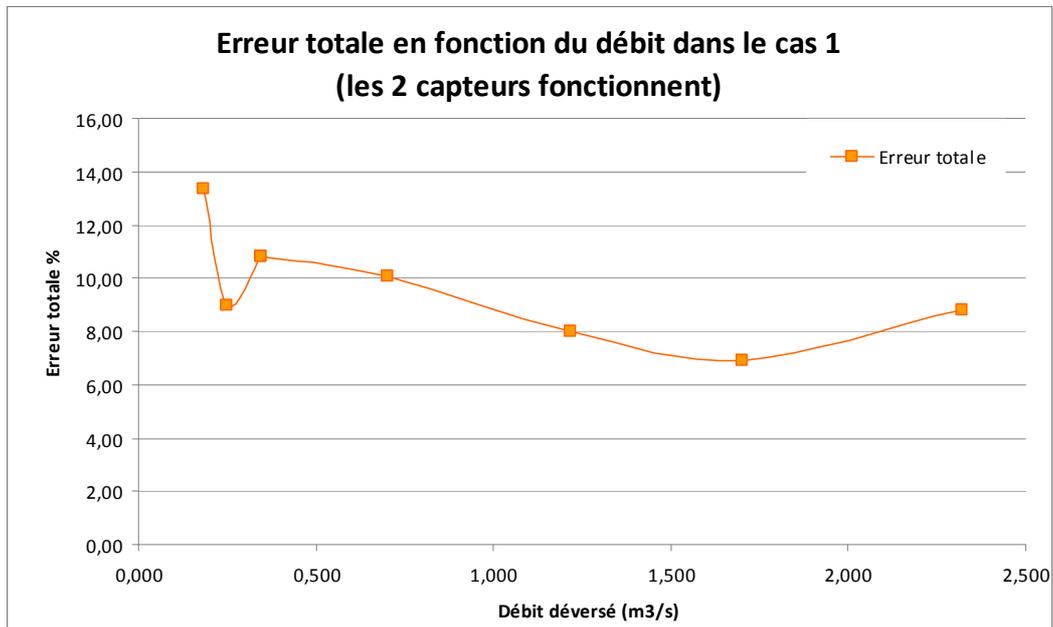


Figure D-19 : Incertitude totale en fonction du débit

L'incertitude totale est donc d'environ 10%

→ Dans le cas 2 : le capteur 1 fonctionne mais pas le 2

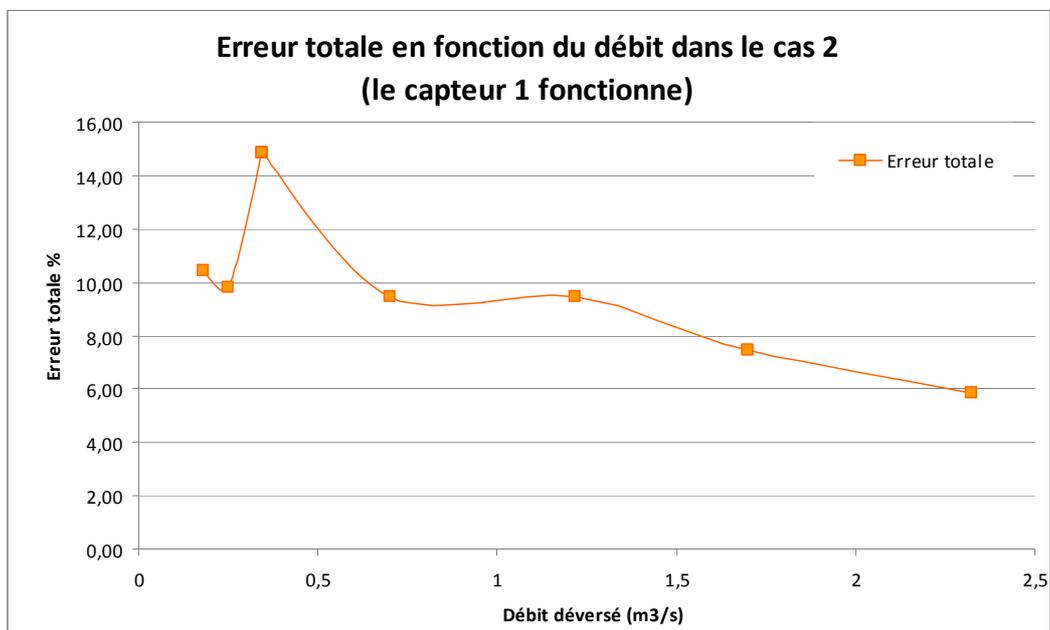


Figure D-20 : Cas 2 : Incertitude totale en fonction du débit

L'incertitude totale est donc d'environ 10%

→ Dans le cas 3 : le capteur 2 fonctionne mais pas le 1

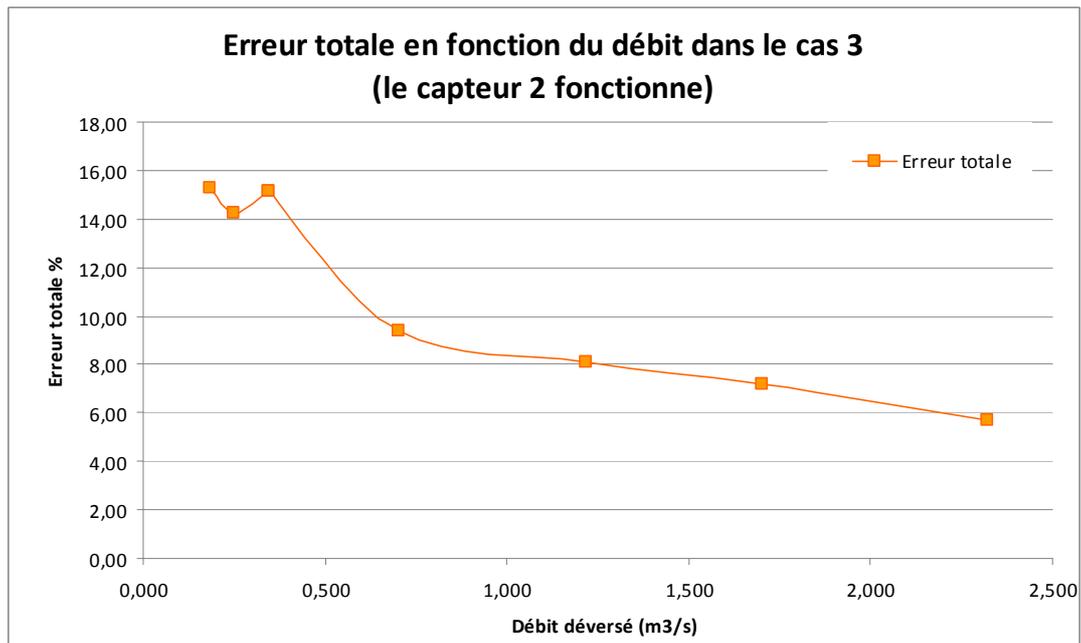


Figure D-21 : Incertitude totale en fonction du débit

L'incertitude totale est donc d'environ 10%

D.2.2. Application de la méthode de modélisation au déversoir de l'OTHU-Ecully

Le déversoir étudié a une pente de 0,1% avec une crête en biais (ni vraiment latérale, ni vraiment frontale) et haute (Figure D-22). Une galerie amont ayant une pente moyenne de 1,3% permet d'alimenter ce déversoir. Ce déversoir est implanté sur un des sites de l'observatoire de terrain en hydrologie urbaine (OTHU - Fédération de recherche soutenue par le ministère de la recherche et pilotée par le partenaire 2).

Pour optimiser le temps de calcul et obtenir un résultat plus stable, il est préférable d'utiliser des mailles de type *Map* ou *Pave* plutôt que des mailles de type *Submap* ou *T-Grid* (Laccarino, 2007). Pour que le calcul ne diverge pas, il faut respecter une certaine transition dans la densité du maillage. On vérifie par exemple que, dans chaque direction de l'espace, les rapports entre les dimensions de deux cellules adjacentes soient, dans chaque direction de l'espace, inférieurs ou égaux à 1 (Laccarino, 2007).

Il faut aussi s'assurer de la qualité des mailles. Plus leurs angles sont déformés, plus il y a de risques que le calcul ne converge pas (Combes, 2000). La Figure D-22 indique une vue d'ensemble du domaine de calcul et le maillage au niveau de la limite amont (entrée galerie).

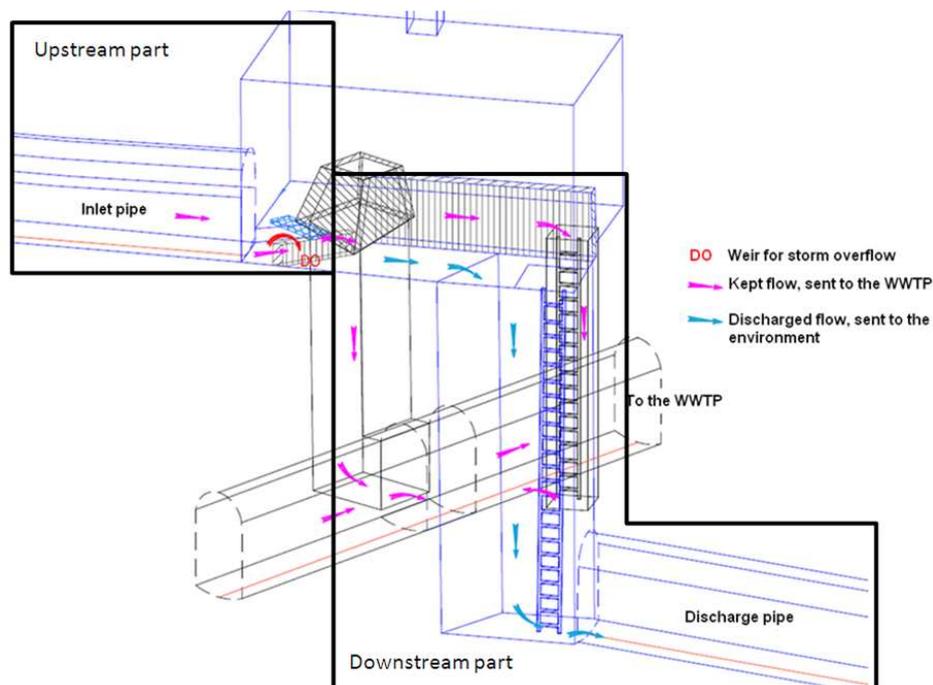


Figure D-22 : Le déversoir d'orage d'Ecully et le milieu récepteur associé

À partir des plans *Autocad* du DO d'Ecully, nous avons créé sa géométrie 3D sur le pré-processeur CFD *ICEM*. Tout le maillage est de type parallélépipédique. L'indice de déformation maximal est de 48%. Cet indice permet d'apprécier la déformation des angles des cellules par rapport à 90° (cet indicateur doit être inférieur à 95% - Fluent, 2001).

Il y a environ 500 000 mailles au total.

Les Conditions aux limites sont de trois types :

- *Wall* : le flux de matière est nul au niveau des parois de l'ouvrage. Les modélisations sont réalisées en considérant une rugosité équivalente des parois de l'ordre de $k = 2,4$ mm (ouvrages en béton).
- *Pressure outlet* : la pression atmosphérique est imposée au niveau des sorties déversées et conservées.
- *Velocity inlet* : un profil de vitesse constant est imposé au niveau de la section d'entrée dans la galerie d'amenée. Cette CL est très importante car elle fixe le débit modélisé

(vitesse définie sur une section). La vitesse est calculée afin d'amorcer la forme de la ligne d'eau estimée grâce aux courbes de remous.

Lorsqu'un profil de vitesse est défini comme uniforme (condition à la limite de type Dirichlet) au niveau de la CL (Condition aux Limites) amont, il est nécessaire d'ajouter une galerie fictive d'une longueur de 5 à 6 fois la hauteur d'eau initiale (ou une longueur totale de la conduite amont de 20 fois la hauteur d'eau dans la canalisation) (Bonakdari, 2006 ; Lipeme Kouyi *et al.*, 2005). C'est en effet au sein de cette galerie que le profil de vitesse réel (non-constant) va pouvoir s'établir. Lorsque l'on renseigne la vitesse de la CL *Velocity inlet*, il faut préciser l'indice de turbulence et le diamètre hydraulique au niveau de la section amont. On utilise la formule suivante (Fluent, 2001) :

$$I = 0,16 R_e^{-1/8} \text{ où } R_e = \frac{UD_h}{\nu} , \text{ est le Nombre de Reynolds} \quad \text{Eq D-4}$$

Il est également possible de définir la rugosité des parois. Pour cela, on utilise la formule de Graf :

$$k = \left(\frac{8,2 \cdot \sqrt{g}}{K_s} \right)^6 \text{ avec } K_s \text{ le coefficient de Manning-Strickler} \quad \text{Eq D-5}$$

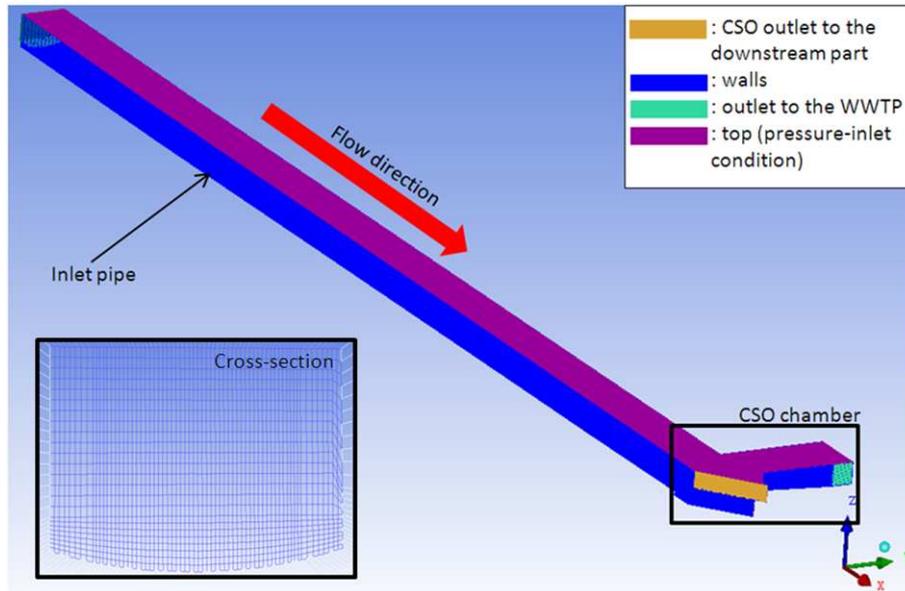


Figure D-23 : Vue d'ensemble du domaine de calcul et maillage au niveau de la section d'entrée

Les équations de Navier-Stokes traduisent complètement les écoulements à surface libre turbulents mais leur résolution numérique complète pose problème. Pour décrire précisément toutes les échelles de la turbulence, il faudrait utiliser une grille d'une finesse nécessitant un nombre considérable de cellules sur l'ensemble du domaine étudié.

Pour contourner ce problème, on peut utiliser une approche statistique. Elle repose sur la décomposition classique de Reynolds en quantités moyenne et fluctuante (considération du mouvement moyen et du mouvement d'agitation turbulente). Le modèle de fermeture $k-\varepsilon$ RNG a été utilisé. On utilise une résolution associée à l'algorithme SIMPLE (Semi Implicit Method for Pressure Linked Equation). Cet algorithme pilote le processus itératif qui permet de vérifier la loi de conservation de la masse en reliant les vitesses et les pressions corrigées. Il évolue aux dépens des coefficients de sous-relaxation qui sont définis égaux à 0,3 par défaut pour la résolution avec des schémas de discrétisation au premier ordre, puis fixés égaux à 0,1 (0,05 pour les variables liées au calcul de la turbulence) lors du passage aux schémas du second ordre (Lipeme Kouyi, 2004).

Pour localiser la surface de contact eau/air, on utilise le modèle VOF (*Volume Of Fluid*). L'interface entre ces deux domaines fluides et non-miscibles se trouve là où la fraction volumique de l'eau vaut 0,5. Ce modèle est fondé sur l'approche eulerienne et a déjà été validé en laboratoire (Lipeme Kouyi *et al.*, 2003), (Mueller *et al.*, 2007), (Guo *et al.*, 2008). La sensibilité de ce modèle à différentes options numériques pose tout de même problème. Il convient donc de critiquer les résultats en les confrontant notamment aux mesures *in situ* ou de laboratoire, en testant différents nombres de Froude, différentes rugosités, *etc.* (Momplot, 2011).

La convergence est obtenue lorsque le système d'équations est à la fois consistant et stable (Versteeg et Malalasekera, 1995 ; Fletcher, 1991). Les modèles hydrodynamiques ainsi que les schémas de discrétisation associés ont été validés par Lipeme Kouyi (2004) rapport à des données obtenues sur déversoirs pilotes en régime permanent (données de débits déversés et conservés et hauteurs d'eau dans le déversoir) et par Mignot *et al.* (2012). Ils sont considérés comme consistants. Par ailleurs, la stabilité de ces modèles n'est pas toujours garantie.

Pour vérifier la stabilité, on perturbe les résultats obtenus au bout d'un certain nombre d'itérations en écartant les variables de leurs valeurs d'équilibre. Si le processus itératif permet à nouveau de faire tendre les variables vers le même résultat, alors le système est stable (Fletcher, 1991). On vérifie ensuite que les résidus normalisés de toutes les variables valent 10^{-4} (Celik *et al.*, 2008). Ce test est indispensable et a été systématiquement effectué sous Fluent lorsque les résidus du système algébrique semblaient se stabiliser au bout d'un certain nombre d'itérations.

La Figure D-24 indique la localisation et le type de capteurs installés sur ce site. Un débitmètre (hauteur ultrason et vitesse Doppler) est également installé dans la canalisation de décharge à 10 m de la chute vers le milieu naturel.

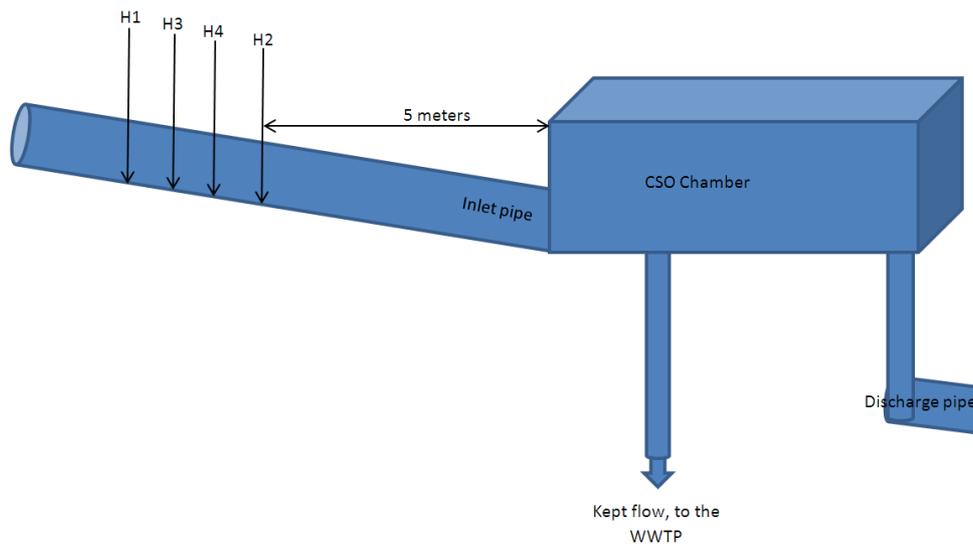


Figure D-24 : Emplacement des capteurs : H1 : capteur radar hauteur/vitesse ; H2 : capteur piézorésistif de hauteur ; H3 : capteur ultrason ; H4 : capteur vitesse Doppler

La géométrie particulière du DO d'Ecully (en particulier le seuil en biais et l'ouverture à la base du déversoir permettant d'acheminer le débit conservé) influence l'écoulement en ralentissant brutalement le fluide. Les vagues et les chocs occasionnés ne sont donc pas tous modélisables correctement par une méthode au second ordre. Par conséquent, certains débits très élevés ont été simulés avec la méthode QUICK.

Comme rappelé plus haut, le bilan des flux que l'on obtient au fil des itérations doit tendre vers zéro. Une fois la convergence vérifiée, on peut modéliser un débit plus élevé à partir des résultats de la première modélisation. On dit qu'on opère par succession de régimes permanents.

Les résultats des simulations ont été validés grâce aux données de hauteurs (gamme de hauteurs testée : 4 cm à 70 cm) et de vitesses moyennes (gamme de vitesses moyennes testée : 0,6 à 4 m/s) recueillies entre 2007 et 2013 aux emplacements indiqués sur la Figure D-24. Les erreurs relatives moyennes sont de 11 % pour les hauteurs et de 14 % pour les vitesses moyennes. Cette étape de validation des modèles 3D permet de conforter la stratégie de modélisation adoptée ici (***k-ε* RNG, discrétisation d'ordre 2 ou plus, loi de paroi scalable**) pour reproduire les observations *in situ*.

La Figure D-25 représente la ligne d'eau dans l'axe de la galerie. La localisation des capteurs est indiquée avec un rectangle rouge. Ces capteurs sont situés 5 m en amont du DO.

La ligne d'eau représentée à la Figure D-25 est obtenue en considérant une fraction volumique égale à 0,5 (Lipeme Kouyi *et al.*, 2003). Lorsqu'on analyse la forme de la surface libre simulée, on observe la présence d'une courbe de remous de type S3 à l'amont du ressaut. Les capteurs sont placés dans une zone où le régime permanent uniforme est atteint, et ce quel que soit l'événement pluvial observé. Il est donc possible de maîtriser le débit amont dans ces conditions.

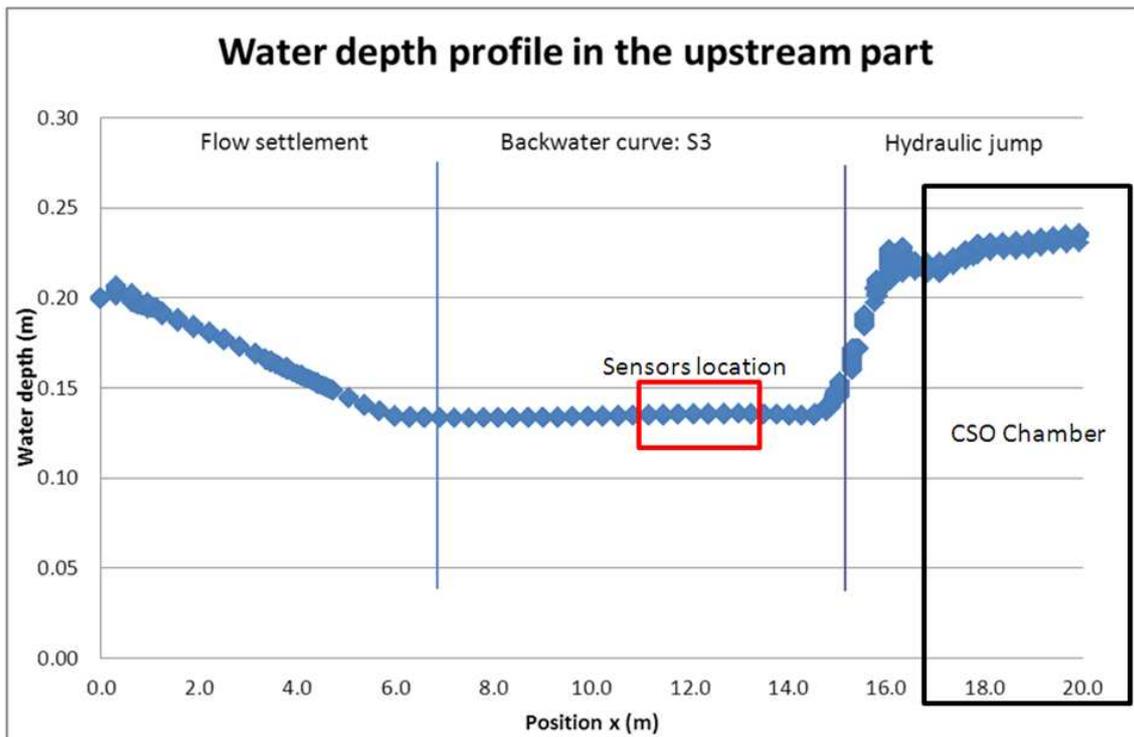


Figure D-25 : Evolution de la ligne d'eau à l'amont du déversoir d'Ecully – on note la présence d'un ressaut à l'entrée du Déversoir d'Orage

La Figure D-26 indique l'apparition des vagues au niveau de la surface libre pour certains débits simulés.

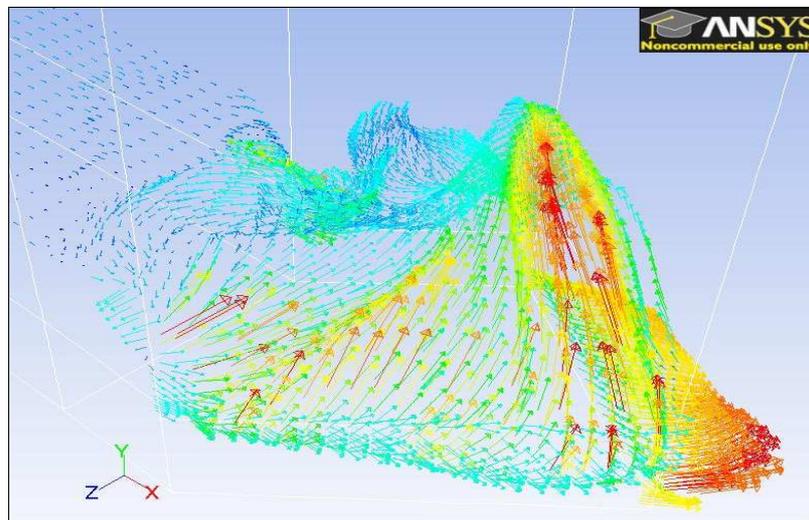


Figure D-26 : Champ de vitesses au niveau de la surface libre et mise en évidence de la présence de vagues au sein du déversoir

Nous constatons donc qu'il n'est pas toujours possible d'instrumenter avec une ou plusieurs hauteurs d'eau au niveau du déversoir.

Nous proposons ici d'obtenir le débit déversé à partir de l'exploitation d'une courbe de fonctionnement du type $Q_{deversé} = f(Q_{amont})$. En effet, le débit amont est parfaitement connu (régime permanent uniforme) et les simulations 3D (réalisées à l'aide d'options de modélisation validés par rapport à des données *in situ*) permettent d'accéder au débit déversé en fonction des débits amont. La Figure D-27 montre la comparaison entre les courbes de fonctionnement simulées et mesurées du type $Q_{conservé} = f(Q_{amont})$.

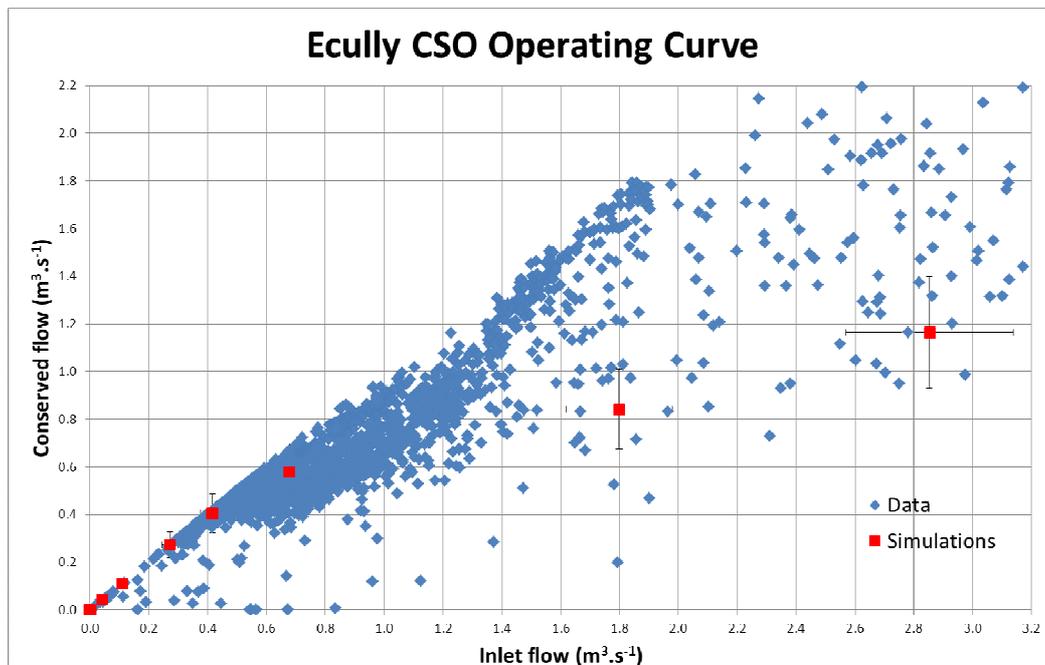


Figure D-27 : Comparaison des courbes de fonctionnement du DO d'Ecully. Les incertitudes relatives sur les valeurs simulées sont de l'ordre de 10% (Lepercq, 2013)

Plusieurs débits observés sont très incertains. Deux raisons principales peuvent être avancées : i) il y a clairement la présence du milieu naturel dans la canalisation de décharge à partir d'un débit amont de $1,4 \text{ m}^3/\text{s}$; ii) l'entraînement d'air dû à la chute de 6 m au niveau de l'espace de décharge perturbe également fortement les mesures effectuées dans la canalisation de décharge. D'autre part, on constate que certaines valeurs de débits amont sont aberrantes. Après une analyse plus fine, les seules données qui se rapprochent le plus près possible des données simulées proviennent du capteur radar H1. Ce capteur est donc le capteur de référence sur ce site. Le débit de référence peut être établi à $0,5 \text{ m}^3/\text{s}$.

D.2.3. Synthèse

Cette tâche se concentre sur les débits déversés par les déversoirs d'orage. Une méthodologie basée sur l'exploitation de modélisation hydrodynamique a été proposée et validée sur des cas concrets.

Les résultats de ces travaux sont désormais disponibles sur le site web du projet COACHS sous forme de guides méthodologiques.

E. TACHE 3 : CHOIX DE L'EMPLACEMENT DES CAPTEURS

Les résultats des tâches 1 et 2 sont confrontés aux caractéristiques des capteurs en vue de montrer concrètement comment un positionnement adéquat peut considérablement améliorer la représentativité spatiale des mesures.

E.1. Généralités sur les capteurs

E.1.1. Capteurs à effet Doppler

Les capteurs à effet Doppler effectuent une mesure indirecte de la vitesse à partir d'un spectre de fréquences représentant le champ de vitesses dans un certain volume conique. Ce champ de vitesses est ensuite intégré pour fournir une vitesse moyenne (ou maximale selon le capteur).

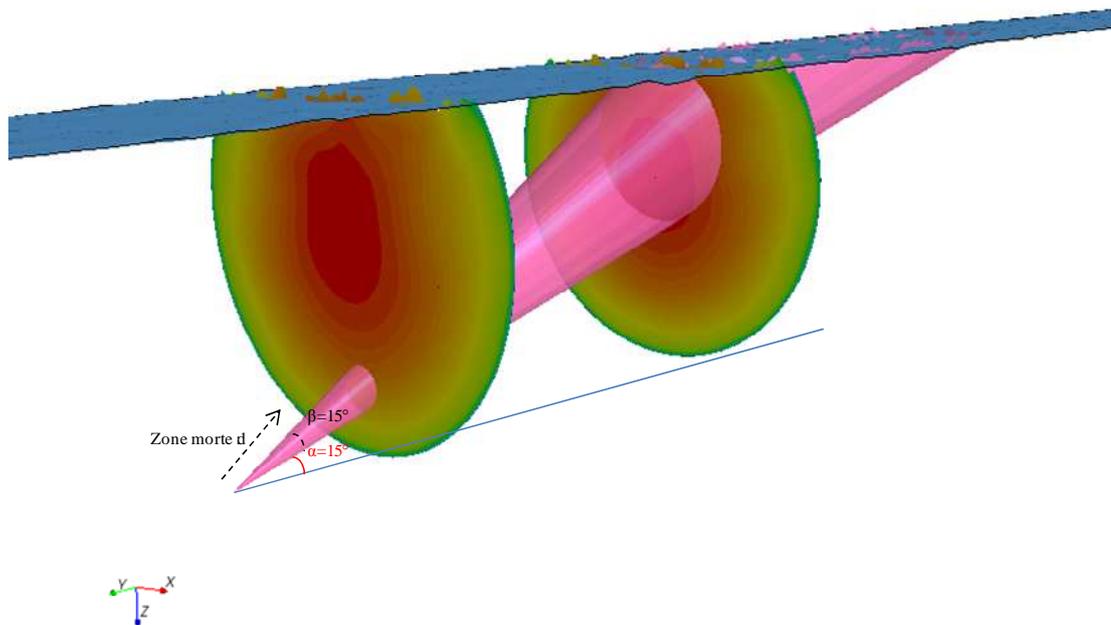


Figure E-1 : Schéma de mesure d'un capteur ultrasonore

La valeur moyenne délivrée par le capteur est estimée à partir de la moyenne des vitesses de chaque cellule dans le cône pondérée par la distance à la puissance quatre. Cette pondération tient compte de l'effet d'écho des ondes et leur interférence avec chaque sous-volume dans le cône. Ainsi, la valeur moyenne donnée par le capteur U_{capteur} s'écrit :

$$U_{\text{capteur}} = \frac{\sum_i^n \frac{U_i}{d_i^4}}{\sum_i^n \frac{1}{d_i^4}} \quad \text{Eq E-1}$$

où U_{capteur} est la vitesse moyenne donnée par le capteur, U_i est la vitesse locale au niveau de la cellule i et d_i la distance entre le capteur et la cellule i .

Comme souligné par certains retours d'expérience, on peut s'interroger sur la représentativité des vitesses mesurées par un débitmètre à effet Doppler dans un collecteur de grande section surtout que Larrarte *et al.* (2008) ont montré que les paramètres de ces matériels varient considérablement.

E.1.2. Cordes de vitesse

Parmi les procédés de mesure des débits qui ont été développés, il existe celui appelé "corde de vitesse" ou mesurage par temps de transit d'ultrasons. Le principe de cette méthode repose sur l'émission d'ondes ultrasonores entre deux émetteurs-récepteurs A et B immergés dans un fluide animé d'une vitesse V . On appelle D la distance séparant A et B, α l'angle formé par la direction de l'écoulement et la ligne AB. On suppose que les capteurs A et B sont alternativement émetteurs et récepteurs. Soit t_1 le temps mis par un signal acoustique issu de A pour atteindre B et inversement t_2 celui mis pour aller de B à A.

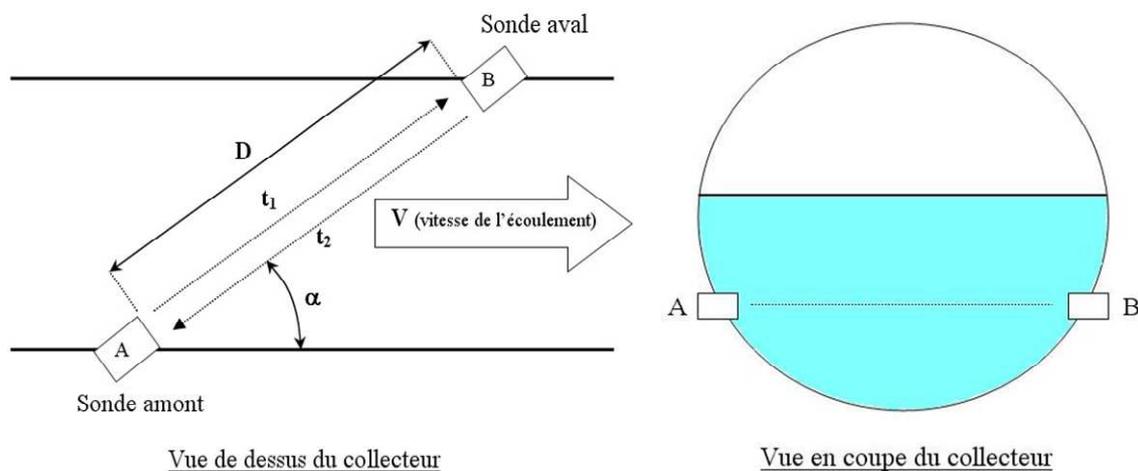


Figure E-2 : Positionnement des capteurs pour les cordes de vitesse ; Rudelle (2008)

La vitesse moyenne de l'écoulement le long de la trajectoire AB s'écrit donc :

$$V = \frac{D}{2 \cos \alpha} \cdot \frac{t_2 - t_1}{t_2 \cdot t_1} \quad \text{Eq E-2}$$

Le choix du nombre de cordes dépend de la forme de l'ouvrage, des particularités amont et aval ainsi que de la précision souhaitée. Dans le cas où l'écoulement est soumis à une singularité hydraulique, les fabricants recommandent d'installer plusieurs cordes de vitesse, généralement 2 ou 3, à travers la section de mesure. L'idéal étant aussi de se placer bien à l'aval de ces singularités pour éviter les bulles d'air ou la cavitation (Bertrand-Krajewski *et al.*,

2000). Pour une corde, les deux sondes doivent être au même niveau et installées selon un angle prescrit par le constructeur. La débit est alors calculé en utilisant l'équation E-3

$$Q = \sum_{i=1}^n \alpha_i V_i S_i \quad \text{Eq E-3}$$

où V_i et S_i sont respectivement la vitesse mesurée par la $i^{\text{ème}}$ corde et la surface mouillée correspondante. Les coefficients α_i sont des coefficients pondérateurs calés sur les simulations numériques et tenant compte du fait que la vitesse mesurée n'est pas la vitesse débitante sur la surface mouillée considérée

E.2. Section sous influence d'une singularité

E.2.1. Aval d'une jonction

Cette étude est consacrée à l'estimation de la distance d'implantation du capteur à l'aval des jonctions de différentes formes (Rectangulaires, trapézoïdales, circulaires et ovoïdes). Les dimensions des canaux et l'échelle utilisée pour les simulations correspondent aux cas traités par Mignot *et al.* (2012). L'indicateur proposé par Bonakdari (2006) a été considéré dans cette étude dans le but d'estimer un indice de singularité. Les valeurs obtenues ont été comparées à celles définies au préalable. Quelques recommandations sur la distance d'implantation d'un débitmètre à l'aval d'une singularité ont pu être formulées à partir de l'analyse de cet indice. La détermination de l'indice de singularité passe par certaines étapes expliquées par Bonakdari (2006). Celles-ci sont appliquées de la même façon pour toutes les sections. Les sections mouillées des différents canaux sont choisies de façon à respecter le même nombre de Froude à l'aval (même vitesse moyenne de 0,11 m/s et même Froude dans la branche aval de 0,1). Dans l'interprétation des courbes représentant les indices de singularités calculés pour chaque type de section, deux facteurs importants ont été pris en compte: le rapport de débits et la géométrie des conduites.

En ce qui concerne les débits, trois proportions ont été testées en alternant à chaque fois l'importance du débit venant de la branche principale par rapport à celui venant de la branche latérale (ou secondaire). Lorsque le débit majoritaire arrive de la conduite amont principale, soit (3-1) ($Q=3$ l/s dans la branche principale et $Q=1$ l/s dans la branche latérale), les courbes $I_{sx} = f(x/b)$ sont régulières et moins perturbées. Ceci nous emmène à conclure que le fait d'injecter un débit plus important par la conduite principale ne perturbe pas fortement le fonctionnement du canal à jonction quelle que soit la géométrie de la jonction (rectangulaire, ovoïde, *etc.*). Quant au débit (2-2) et (1-3), les diagrammes $I_{sx}=f(x/b)$ présentent des oscillations qui sont de plus en plus importantes pour le débit (1-3), ces oscillations sont présentes même pour $I_{sx}<3\%$. En suivant la même logique, lorsqu'on injecte un débit moins élevé ou équivalent par la conduite principale l'écoulement devient de plus en plus perturbé quelle que soit la géométrie des conduites.

Si on s'intéresse à la géométrie des canalisations amont et latérale, donc, la géométrie de la jonction, les diagrammes montrent que les formes angulaires, rectangulaires et trapézoïdales, présentent des réponses similaires à proximité de la jonction ($x=b$ et $2b$), ceci est applicable, aussi, aux formes arrondies, circulaires et ovoïdes. Les formes rectangulaires sont plus stables

que les formes trapézoïdales, loin de la jonction (au-delà de $x=7b$). En effet, les diagrammes pour les débits (1-3) ou (2-2) montrent des oscillations qui sont plus prépondérantes pour les conduites trapézoïdales. Ceci pourrait être dû à la forme de la section droite (augmentation de la largeur au miroir avec la hauteur, puis diminution pour les formes ovoïdes, *etc.*) qui favoriserait l'apparition d'un écoulement hélicoïdal prenant naissance près du fond et perturbant le champ de vitesses sur une plus longue distance. Cette perturbation (caractère 3D de l'écoulement accentué par la forme de la section) se propage jusqu'en aval. De même, les formes circulaires sont plus stables que les formes ovoïdes, en considérant les diagrammes (1-3) et (2-2). Comme les formes trapézoïdales, les canaux de formes ovoïdes sont propices à l'apparition d'instabilité dans l'écoulement (courants secondaires, hélices se propageant jusqu'en aval). Le taux de remplissage devrait jouer un rôle important. Cette question n'est malheureusement pas traitée ici, mais, des études ont montré l'impact du taux de remplissage au niveau d'une singularité sur le champ de vitesses à l'aval (Bonakdari, 2006).

La distance d'implantation du capteur qui permet de mesurer le débit à partir de la vitesse moyenne dans le canal est telle que $Isx < 3\%$. Cette valeur signifie que l'écoulement se rétablit progressivement et les champs de vitesses tendent à redevenir symétriques. Ces distances sont résumées dans le tableau suivant.

Tableau E-1 : Distance d'implantation du capteur selon Isx

Forme	Débit principal- Débit latéral (l/s)	X/b pour $Isx < 3\%$
Rectangulaire	3-1	8
	2-2	8
	1-3	8
Trapézoïdale	3-1	6
	2-2	7
	1-3	5
Circulaire	3-1	6,5
	2-2	6
	1-3	5
Ovoïde	3-1	9
	2-2	7
	1-3	10

Les résultats montrent que dans le cas d'une jonction à géométrie quelconque et lorsque le débit majoritaire vient de la branche principale, on peut implanter le capteur à une distance estimée à 8 fois la largeur du canal, ce qui confirme les résultats de Mignot *et al.* (2012). Pour les canaux ovoïdes, et en particulier lorsque le débit majoritaire vient de la branche latérale, on peut préconiser une distance minimale de 10 fois la largeur du canal. On rappelle que pour un canal rectangulaire, la distance de retablisement du champ de vitesses correspond à $33b$. Malheureusement en réseau d'assainissement, on ne dispose pas toujours de la longueur nécessaire au retour à un champ de vitesses symétrique.

La Figure E-3 indique les erreurs relatives commises en fonction de l'emplacement éventuel du capteur débitmétrique. Ces résultats ont été obtenus grâce à la simulation 3D des écoulements à travers une jonction de canaux rectangulaires à surface libre (tâche 1.2). Les résultats montrent également que les erreurs obtenues dépendent du rapport de débits entre les branches latérale et principale. Une installation du débitmètre au-delà d'une distance égale à 8

fois la largeur du canal par rapport à la jonction semble permettre de réduire les incertitudes de mesure (Figure E-3).

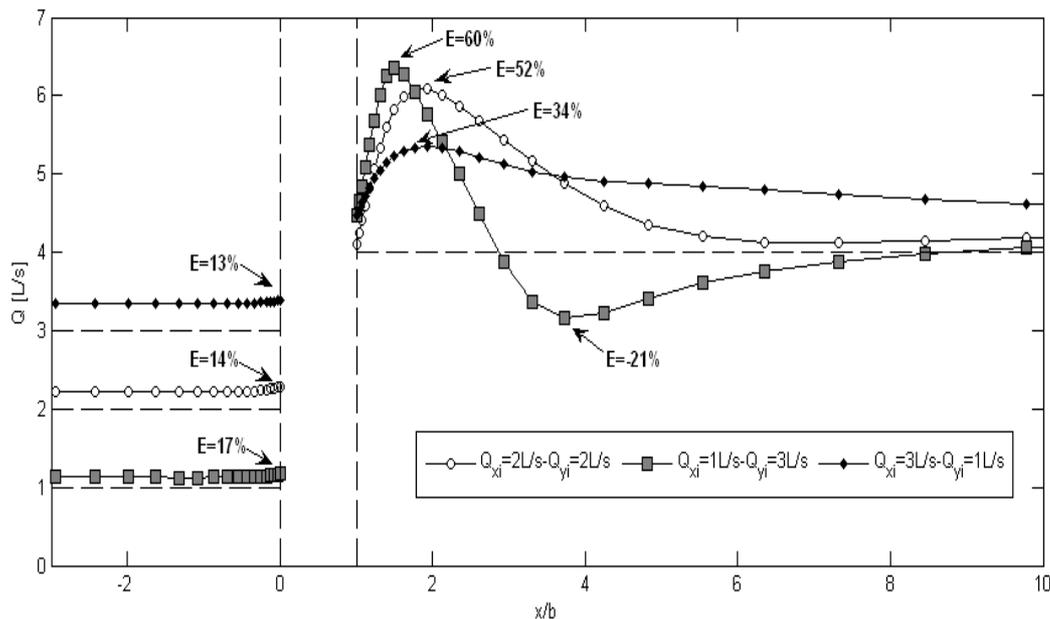


Figure E-3 : Erreurs sur le débit en fonction du positionnement du capteur à l'aval d'une jonction (Mignot *et al.*, 2012)

E.2.2. Aval d'une déviation

E.2.2.1 Mesure à l'aval d'un coude avec un capteur à effet Doppler

À partir des champs de vitesses fournis par le code STAR CCM+, il est possible de déterminer la mesure théorique donnée par un capteur en considérant sa position dans le collecteur et ses caractéristiques. Le volume conique est déduit des caractéristiques du capteur à savoir l'angle d'émission, l'angle d'ouverture et la portée. Dans le cadre de cette étude, nous avons utilisé un capteur ayant pour angle d'émission 17° , une ouverture du faisceau de 15° et une portée de 3,5 mètres. Il s'agit des propriétés du capteur A utilisé par Larrarte *et al.* (2008).

E.2.2.1.1 Influence de la zone morte

Le capteur est positionné à 110 mètres à l'aval du coude, soit une position où l'écoulement est à priori établi. Un capteur à effet Doppler dispose d'une zone morte, zone où aucune donnée n'est obtenue. Selon les constructeurs, cette zone peut avoir pour distance $d = 10$ cm, 15 cm ou 20 cm. Nous allons donc considérer cette zone morte et comparer l'effet de cette distance sur la valeur de vitesse moyenne obtenue. Le tableau suivant présente les résultats obtenus dans le cas d'une conduite de diamètre de 1,5 mètres pour trois taux de remplissage et trois vitesses en entrée.

Le tableau E-2 montre dans un premier temps que plus la zone morte considérée est grande plus le rapport $U_{\text{capteur}}/U_{\text{moy}}$ l'est également. Ce rapport ne varie pas de la même façon pour un taux de remplissage de 25%, 50% et 75%. En effet, pour ces deux derniers taux de remplissage, on constate qu'une zone de plus en plus grande donne un rapport proche de 1. Par contre pour un taux de remplissage de 25% ce rapport dépasse la valeur de 1 à partir d'une

zone morte de 15 cm. Cela pourrait s'expliquer par le fait que pour un taux de remplissage de 25%, la hauteur d'eau n'est que de 37,5 cm. Or plus la zone morte est la zone proche du radier, lieu où les vitesses sont les plus faibles, plus cette zone est grande, plus les faibles vitesses sont exclues du calcul de la vitesse moyenne du capteur. Cet effet n'est pas constaté pour un taux de remplissage de 50% et 75% car les hauteurs d'eau sont plus élevées et donc la zone morte représente une zone petite par rapport au volume total du cône. De manière générale, les rapports restent proches de 1, ils varient en fonction de la hauteur d'eau et de la zone morte considérée mais très peu de la vitesse en entrée.

Tableau E-2 : influence de la hauteur d'eau et vitesses sur le rapport $U_{\text{capteur}}/U_{\text{moy}}$

Vitesse en entrée	0,5 m/s			1 m/s			2 m/s		
taux remplissage	25%	50%	75%	25%	50%	75%	25%	50%	75%
$U_{\text{capteur}}/U_{\text{moy}}$ (zone morte 10 cm)	0,97	0,88	0,77	0,89	0,79	0,78	0,91	0,84	0,78
$U_{\text{capteur}}/U_{\text{moy}}$ (zone morte 15 cm)	1,05	0,94	0,90	1,04	0,84	0,87	0,99	0,92	0,86
$U_{\text{capteur}}/U_{\text{moy}}$ (zone morte 20 cm)	1,11	0,98	0,96	1,07	0,95	0,95	1,06	0,95	0,94

E.2.2.1.2 Influence du positionnement

Nous allons à présent étudier l'influence du positionnement du capteur en considérant une zone morte du capteur de 20 cm. Nous allons prendre deux positions à l'aval du coude : $x/B=5$ et $x/B=70$.

La Figure E-4 présente les résultats pour deux vitesses en amont : 0,5 m/s et 2,0 m/s. Cette figure montre que les résultats fournis par le capteur sont très sensibles au positionnement. En effet, à une position $x/B = 5$, les valeurs données par le capteur restent inférieures à la valeur unitaire : autour de 0,8 pour une vitesse de 0,5 m/s et autour de 0,7 pour une vitesse de 2,0 m/s. Ceci peut s'expliquer par le fait, qu'à cette distance, le profil de vitesse n'est pas du tout symétrique. En effet, nous avons vu dans le cas-test 1, qu'en présence d'un coude, l'écoulement est dissymétrique par rapport au plan vertical médian : la vitesse maximale est décalée vers l'extrados.

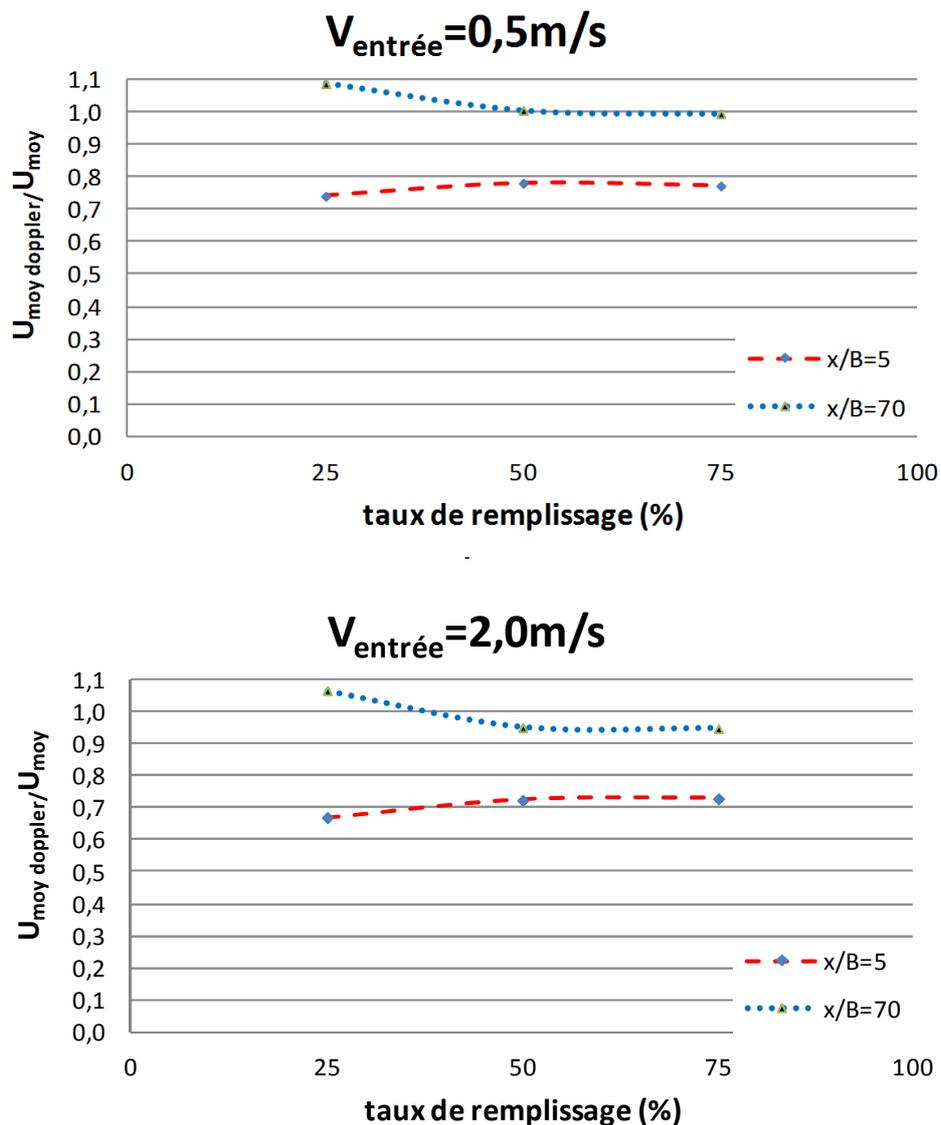


Figure E-4 : Rapport $U_{\text{cap}}/U_{\text{moy}}$ pour différentes positions et vitesses en amont

E.2.2.1.3 Influence du capteur (propriétés)

Nous allons comparer à $x/B=70$ les résultats donnés par les capteurs A et C ayant des propriétés différentes (Larrarte *et al.*, 2008). Le capteur C a pour angle d'émission 30° , une ouverture du faisceau de 10° et une portée de 0,8 mètre.

La Figure E-5 présente les résultats à $x/B=70$ pour les capteurs A et C et deux vitesses en amont. On constate des courbes très proches pour le capteur A et C. On aurait pu s'attendre à des résultats loin de l'unité pour le capteur C du fait d'un angle d'ouverture faible (10 degrés) et d'une portée courte (80 cm). Cependant, cette portée balaye un volume d'eau allant jusqu'à la surface libre dans le cas d'un taux de remplissage de 25%. En effet, un taux de 25% conduit à une hauteur d'eau de 37,5 cm. Dans le cas d'un taux de 50%, le faisceau atteint quasiment la surface libre. Le taux de remplissage de 75% est celui présentant des différences plus

visibles : les valeurs restent en dessous de 0,9 pour les deux vitesses. Ceci s'explique par le fait que le volume mesuré par le capteur ne balaye pas toute la hauteur d'eau. On aurait pu s'attendre à des écarts très importants, cependant, il faut se souvenir que le taux de remplissage de 75% présente des maximums de vitesse non-pas au niveau de la surface libre mais plus bas.

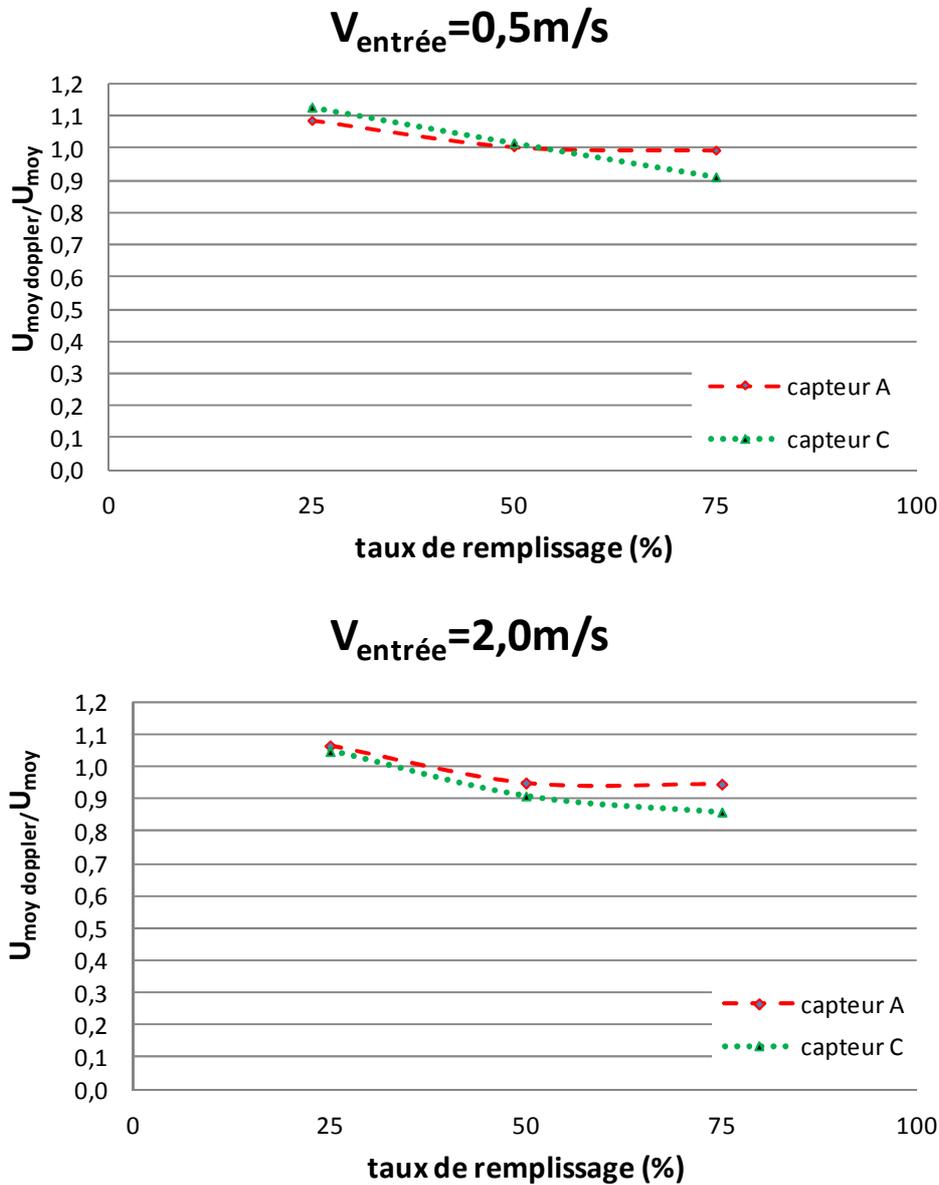


Figure E-5 : Rapport $U_{\text{cap}}/U_{\text{moy}}$ pour 2 capteurs et 2 vitesses en amont

E.2.2.2 Mesure à l'aval d'un coude avec des cordes

Un post-traitement sur STAR CCM+ permet d'obtenir la vitesse moyenne sur une corde, ainsi que les sections S_i associées. Il est ainsi possible de déterminer l'erreur fournie par cette méthode en considérant deux, trois ou quatre cordes. L'angle α est pris égal à 30° et la position de ces cordes est choisie à $x/B = 70$ à l'aval du coude. Nous comparons la valeur de ce débit avec le débit donné par la simulation sur toute la section mouillée.

Tableau E-3 : Comparaison des débits obtenus par la méthode des cordes

Ecart (%)	Taux 25%	Taux 50%	Taux 75%
2 cordes	11,97	9,14	5,51
3 cordes	9,36	7,51	5,36
4 cordes	8,27	7,11	4,99

Le Tableau E-3 présente les résultats obtenus à partir des simulations ayant pour vitesse d'entrée 0,5 m/s. Ce tableau montre dans un premier temps que pour un même taux de remplissage, plus le nombre de cordes considérées est grand plus l'erreur est petite. En effet, pour un taux de 25%, considérer 2 cordes conduit à une erreur de 12% contre 8% pour 4 cordes. On note également que le taux de remplissage de 25% est celui présentant les plus grandes erreurs : plus la hauteur d'eau est élevée plus ces erreurs deviennent petites. Ces constats sont en accord avec Rudelle (2008) : en effet, il constatait des incertitudes relatives importantes sur les faibles niveaux d'eau. Selon Rudelle (2008), cette méthode donne des incertitudes sur le débit de 15% voire 10% au mieux si le site est favorable. Nous sommes donc dans la bonne approximation.

Les mêmes calculs ont été faits à $x/B = 5$. Il a été constaté que les valeurs fournies par les cordes sont quasi-similaires à la position $x/B = 70$. Placer des cordes proches du coude ne dégrade donc pas les résultats. Les cordes constituent donc un choix technique à envisager dans le cas de singularités.

E.3. Cas d'une canalisation complexe

Dans le cadre de l'exploitation du réseau d'assainissement de Mulhouse, La Lyonnaise des Eaux a instrumenté en débitmétrie plusieurs points stratégiques du système d'assainissement. Il s'agit des intercepteurs principaux du réseau et de plusieurs déversoirs. Les intercepteurs principaux du réseau ont ainsi été équipés de plusieurs cordes de vitesse et de capteurs ultrasons pour la hauteur d'eau. Pour pouvoir déterminer précisément le débit global à partir de ces mesures locales, il est nécessaire de reconstituer le champ de vitesses dans toute la section de mesure de la canalisation. Celui-ci dépend des conditions hydrauliques amont (singularité de type coude par exemple), aval (présence d'un déversoir d'orage par exemple) et de la forme de la canalisation. La modélisation 3D de l'ensemble de la canalisation et des conditions aux limites permettra d'avoir ce champ de vitesses et ainsi de pouvoir passer de mesures locales au niveau des cordes à une valeur globale du débit. Les résultats seront comparés à la norme internationale ISO 6416:2004 ainsi qu'à une approche considérant des coefficients pondérateurs sur les vitesses égaux à 1.

E.3.1. Présentation des stations de jaugeage

E.3.1.1 Station de jaugeage « Milan »

Cette station de jaugeage est située dans un égout unitaire de forme fer à cheval. Une banquette sépare le flot de temps sec et de petite pluie en deux canaux parallèles. Les cordes de vitesse sont positionnées 15 m en amont d'un déversoir d'eau excédentaire courbe et 20 m en aval d'un coude. Une confluence dissymétrique, celle-là-même qui voit la naissance de la

banquette séparant le flot en deux écoulements parallèles, est située environ 650 m en amont du site. La pente moyenne est d'environ 0,12%. La station de jaugeage comprend quatre cordes. Des dépôts ont été observés sur site sur un seul des deux canaux.

E.3.1.2 Station de jaugeage « Forst »

Située dans un égout unitaire de forme ovoïde, la station de jaugeage "Forst" est localisée 10 m en amont d'un regard de grande dimension présentant une chute altimétrique et 80 m en aval d'un coude présentant un grand rayon de courbure. La pente moyenne est de 0,10%. Le site est dépourvu de dépôt.

L'analyse des deux stations de jaugeage met en évidence de nombreuses singularités telles que des coudes, des banquettes, des déversoirs, *etc.*. Ces singularités sont susceptibles de bouleverser le champ de vitesses, ce qui présage un comportement non-standard de ces stations de mesure. La norme internationale ISO 6416:2004 serait inapplicable. Ce document met en effet en garde contre les singularités hydrauliques susceptibles de bouleverser le champ de vitesses.

Les données d'autosurveillance de ces deux sites ainsi que des données provenant d'une campagne de mesures temporaire ont été utilisées afin d'analyser l'hydraulique de l'environnement de ces stations de jaugeage.

Hauteur d'eau pour la station de jaugeage "Forst". La connaissance du régime d'écoulement est nécessaire à une définition pertinente des conditions aux limites. Concernant « Forst », le régime fluvial, attendu du fait de la pente faible du collecteur, a été constaté grâce aux données de mesure de hauteurs d'eau. Plus précisément, une courbe de remous de type M2 prend place en temps sec et aux petits débits de temps de pluie. Pour des pluies importantes, une courbe de remous de type M1 prend place.

Vitesse pour la station de jaugeage "Milan". L'analyse des vitesses mesurées par les cordes met en évidence une vitesse dans le canal droit (dans le sens de l'écoulement) supérieur d'un facteur environ égal à 2 à celle du canal gauche. La différence persiste même dans le cas de grandes hauteurs d'eau pour lesquelles la banquette est submergée.

E.3.2. Modèle numérique

Les simulations numériques ont été effectuées au moyen du logiciel ANSYS-FLUENT qui résout les équations de Navier-Stokes moyennées dans le temps. Pour reproduire les lignes d'eau non-uniformes constatées, le modèle *Volume of fluid* (VOF) a été choisi. Concernant la turbulence, le modèle des contraintes de Reynolds (RSM) a été choisi car nous cherchons ici à reproduire un champ de vitesses ; l'anisotropie de la turbulence doit donc être prise en compte.

E.3.2.1 La station de jaugeage "Forst"

Les deux coudes localisés à l'amont ont été intégrés au domaine de simulation dans la mesure où ils risquent d'avoir une influence significative sur la distribution de la vitesse. La condition limite aval est localisée au niveau de l'entrée dans le regard aval. Différentes hauteurs d'eau y ont été imposées pour reproduire les différentes influences aval constatées grâce aux données de mesure. L'écoulement étant fluvial dans le collecteur, la hauteur d'eau ne nécessite pas une définition précise en amont ; elle sera contrôlée par l'aval.

E.3.2.2 La station de jaugeage “Milan”

Comme expliqué précédemment, le coude amont a été intégré au domaine de simulation. Le déversoir courbe situé à l’aval, dans la mesure où il est susceptible d’influencer la distribution de la vitesse (possible mise en vitesse dans le haut de l’écoulement), a été représenté dans le modèle. Le domaine présente donc deux sorties ; la sortie déversée et la sortie conservée du déversoir. Quand aucun déversement n’a lieu, le niveau d’eau est imposé sur la sortie conservée (influence aval) ; quand un déversement a lieu, un débit conservé est imposé alors que le débit déversé est un résultat de calcul. Même si la convergence amont influence vraisemblablement significativement la distribution de la vitesse au niveau de la station de jaugeage (c’est l’explication que l’on avance pour le fait que la vitesse droite soit deux fois plus importante que la vitesse gauche), elle n’a pas été intégrée au domaine pour des raisons de temps de calcul. A la place, son influence a été modélisée en imposant en condition limite d’entrée une vitesse plus importante à droite qu’à gauche. Enfin, pour modéliser l’éventuel dépôt (constaté sur site dans le canal gauche), des simulations ont été effectuées avec un niveau à gauche rehaussé de 20 cm.

Une analyse de sensibilité au maillage a été effectuée dans l’objectif d’évaluer l’erreur numérique. Deux maillages ont ainsi été utilisés pour « Milan » : 160 000 et 1 100 000 cellules. Seule une simulation a été effectuée avec le maillage grossier dans le but d’estimer l’erreur numérique. Sur cette base, le domaine correspondant à « Forst » a été maillé : il comprend entre 300 000 et 390 000 mailles selon la hauteur d’eau.

Les conditions hydrauliques simulées ont été choisies sur la base de l’analyse hydraulique présentée précédemment. 10 simulations ont été effectuées pour « Milan », 7 pour « Forst ». Même si cela n’a pas été constaté sur l’année de mesures actuellement disponible, quelques simulations ont été effectuées avec toutes les cordes en eau. Le but est d’éviter toute extrapolation des lois de débit.

L’ensemble des simulations effectuées pour les stations de jaugeage « Forst » et « Milan », en balayant la totalité de la plage de variation possible des conditions hydrauliques, a permis de mettre au point des lois de débit de la forme suivante, où V_i et S_i sont respectivement la vitesse mesurée par la $i^{\text{ème}}$ corde et la surface mouillée correspondante. Les coefficients α_i sont des coefficients pondérateurs calés sur les simulations numériques et tenant compte du fait que la vitesse mesurée n’est pas la vitesse débitante sur la surface mouillée considérée.

$$Q = \sum_{i=1}^n \alpha_i V_i S_i \quad \text{Eq E-4}$$

Tableau E-4 : Valeurs des coefficients α_i calés pour la station de mesure « Milan »

Nombre de cordes immergées	Coefficients α_i						
	“Milan”		“Forst”				
	V_1	V_2	V_3	V_4	V_1	V_2	V_3
1	-	-	-	-	1,00	-	-
2	1,05	1,05	-	-	0,97	1,00	-
3	0,91	0,91	1,14	-	0,90	0,93	1,04
4	0,91	0,91	1,06	1,10	-	-	-

L'incertitude globale sur le débit a été estimée en tenant compte de l'incertitude de mesure et de l'erreur due à la méthode. L'incertitude de mesure est d'environ +/- 1 cm sur la hauteur d'eau (capteur ultrason dans des conditions de réseau d'assainissement) et 1 cm + 1 % pour la vitesse (donnée constructeur). L'erreur de méthode consiste en l'erreur numérique (estimation inférieure à 2,5 %) et l'erreur due au calage des coefficients pondérateurs. Globalement, ceci représente une incertitude sur le débit comprise entre 5% et 12% pour la station de jaugeage « Forst » et entre 3% et 15% pour « Milan » (entre 5% et 22% si on tient compte d'une erreur supplémentaire due à la présence possible de dépôt). C'est l'incertitude de mesure qui contribue principalement à l'incertitude globale.

Afin d'illustrer l'éventuelle importance du positionnement des capteurs, l'approche décrite précédemment a été comparée avec deux autres approches :

- Approche 1 : l'équation E-4 est utilisée en considérant les coefficients pondérateurs égaux à 1.
- Approche 2 : la norme internationale ISO 6416:2004 est utilisée, malgré les mises en garde mises en avant dans les documents, notamment concernant les coudes et les banquettes.

Les trois approches étant sujettes à la même incertitude de mesure, elles peuvent être comparées en ne tenant compte que de l'incertitude due à la méthode (maximum : 6 %). Ceci montre que la différence entre les relations calibrées (coefficients pondérateurs calés) et non-calibrées (coefficients pondérateurs égaux à 1) est modérée mais non-négligeable, surtout pour la station « Forst ». Ceci milite en faveur d'une calibration spécifique à chaque site. La comparaison entre la relation calibrée et la norme met en évidence une plus grande différence quand la valeur 0,4 est utilisée pour le paramètre k de la norme ; les résultats sont meilleurs avec la valeur 0,8 bien que la différence soit toujours significative. Ceci révèle la non-applicabilité de la norme à des stations de jaugeage situées à proximité de singularités, même si ces dernières ne sont pas particulièrement importantes.

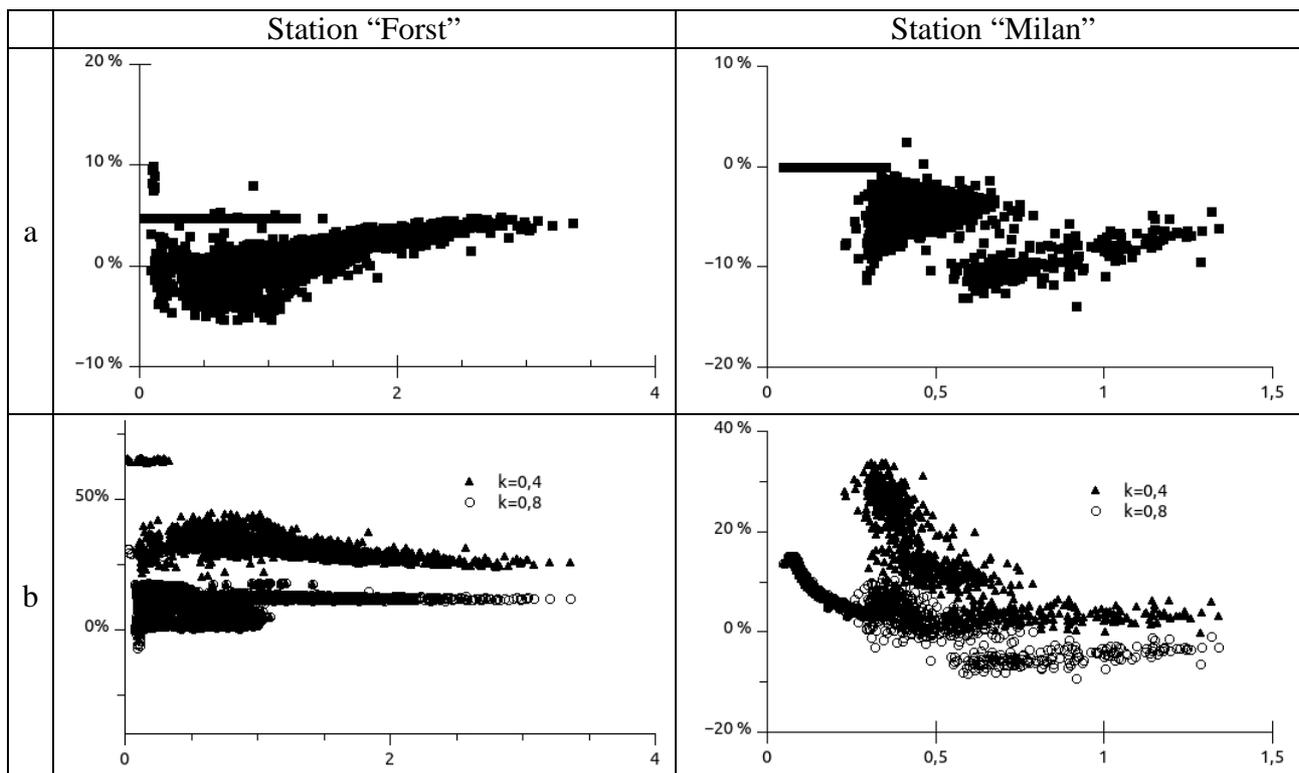


Figure E-6 : Comparaisons entre a) l'approche proposée et une loi avec coefficients égaux à 1, b) l'approche proposée et la norme internationale ISO 6416:2004. Évaluation de l'écart relatif en fonction du débit en m^3/s .

E.4. Synthèse

Le guide technique n°4 rappelle et synthétise un certain nombre de notions abordées dans la tâche 3. Ses conclusions sont rappelées ci-après car elles constituent une bonne synthèse des travaux effectués dans le cadre de cette tâche.

La vitesse moyenne d'un écoulement à surface libre n'est pas mesurée directement par les capteurs utilisés comme débitmètres. En fonction du champ de vitesses dans la section de mesure et de la manière dont ce champ est échantillonné par le capteur, la mesure brute obtenue sera plus ou moins facile à extrapoler pour évaluer la vitesse moyenne de l'écoulement.

Lorsque le point de mesure est éloigné d'une singularité, la répartition des vitesses est prévisible, et l'extrapolation à la vitesse moyenne est assez aisée pour des sections de forme simple (collecteurs circulaires...). Dans le cas de sections de forme complexe (section composées – collecteurs à banquettes) l'extrapolation peut nécessiter des jaugeages d'étalonnage. Il faudrait en toute rigueur que ces étalonnages couvrent toute la gamme des débits et des taux de remplissage. En effet l'utilisation d'un capteur de vitesse se justifie si un capteur de hauteur d'eau ne suffit pas, ce qui suppose qu'un même débit puisse être observé avec différents taux de remplissage. Mais la sensibilité des champs de vitesses à une influence aval n'a pas été étudiée.

Dans ce contexte les capteurs de vitesse sans contact présentent de nombreux avantages en termes de mise en œuvre, mais du fait de leur échantillonnage limité aux vitesses de surface, ils posent avec une acuité particulière la question de l'étalonnage.

Pour les capteurs immergés on peut améliorer la représentativité des mesures de vitesse en implémentant plusieurs capteurs dans une même section notamment pour les sections composées. Cette option est assez systématiquement mise en oeuvre pour les débitmètres à temps de transit. Elle peut être transposée aux capteurs Doppler. Enfin les profileurs permettent aussi d'améliorer la représentativité de l'échantillonnage, en compensant l'effet géométrique d'atténuation par la distance.

Les singularités tels que coudes, chutes, confluence perturbent le champ de vitesses. Cela peut augmenter sensiblement l'incertitude des mesures qui seraient réalisées à l'aval, en particulier pour les faibles taux de remplissage de la conduite. Ce guide présente quelques exemples de ce type d'influence, étudiés par des simulations hydrodynamiques 3D du champ de vitesses couplées à des simulations des réponses des capteurs. Ces résultats montrent qu'un étalonnage (physique ou numérique) visant à corriger l'effet des singularités sur la mesure de vitesse serait souvent très lourde à mettre en œuvre.

En règle générale on s'en tiendra aux principes suivants :

- éloigner *au maximum* les points de mesure des singularités,
- choisir des capteurs de vitesse dont la représentativité spatiale est adaptée aux perturbations potentielles sur le site considéré,
- vérifier par des contrôles ponctuels que les résultats obtenus sont acceptables, en gardant à l'esprit que ces contrôles sont également affectés d'incertitude. La mesure de débit par traçage, encore peu utilisée, est sans doute celle qui est la plus adaptée à ce type de contrôle, en particulier en termes de gamme accessible.

F. TACHE 4 : VALORISATION

Durant toute la durée du projet, nous avons valorisé nos résultats vers le milieu académique par trois publications dans des revues de rang A, et des communications lors de conférences internationales.

Le projet COACHS est un projet de recherche à finalité opérationnelle, nous avons également mis les résultats à dispositions des professionnels concernés par des actions dédiées.

F.1. Publications et communications à des congrès

F.1.1. Publication dans des revues avec comité de lecture

Isel S., Dufresne M., Fischer M., 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*, Volume 35, March 2014, Pages 39-43

Isel S., Dufresne M., Bardiaux J.B., Fischer M., Vazquez J., (2013), Computational fluid dynamics based assessment of discharge-water depth relationships for combined sewer overflows. *Urban Water Journal*. DOI: 10.1080/1573062X.2013.806561

Mignot E., Bonakdari H., Knothe P., Lipeme Kouyi G., Bessette A., Rivière N. and Bertrand-Krajewski J.-L., (2012), Experiments and 3D simulations of flow structures in junctions and their influence on location of flowmeters, *Water Science & Technology* Vol 66 No 6 pp 1325–1332, doi:10.2166/wst.2012.31

F.1.2. Publication dans des revues professionnelles

Isel S., Araud Q., Dufresne M., Vazquez J. (2013). Développement d'outils et de méthodologies pour déterminer le débit par mesures de hauteurs d'eau en collecteur de réseau d'assainissement. *Techniques, Sciences et Méthodes*. (accepté)

F.1.3. Congrès

Bardiaux J.-B., Dufresne M., Vazquez J., Isel S., Fischer M., Schmitt V., François P., Lawniczak F., Araud Q., Napoly A., (2011), A computational fluid dynamics based methodology to discharge determination using ultrasonic (transit-time) measurements in sewer pipes. *Proceedings of the 12th International Conference on Urban Drainage*, Porto Alegre, Brésil, 2011.

Dufresne M., Bardiaux J.-B., Vazquez J., Isel S., Fischer M., Napoly A. (2012). Measurement of discharge by the ultrasonic (transit-time) method in degraded functioning using computational fluid dynamics and data analysis. *Proceedings of the 9th International Conference on Urban Drainage Modeling*, Belgrade, Serbie, 2012.

Dufresne M., Vazquez J., Bardiaux J.B., Isel S., Sollic L. (2013), Les dispositifs hors-norme de mesure du débit., *Congrès SHF : «Hydrométrie 2013»*, Paris, France, 2013.

- El Bahlouli A., Joannis C., Larrarte F., (2013), Effect of a deviation on flow rate measurements in sewer channel, 7th International Conference on Sewer Processes & Networks, 28 - 30 August 2013, Sheffield, pp. 433-440.
- Isel S., Dufresne M., Vazquez J. (2013), An original methodology to instrument non-standard sewer works using water level measurements. Novatech, Lyon, France, 2013
- Isel S., Dufresne M., Tingaud C., Vazquez J. (2013), Simple modifications in a CSO chamber with highly supercritical conditions to assess the discharge using only water level measurements. 7th International Conference on Sewer Processes & Networks, Sheffield (UK), 2013.
- Isel S., Araud Q., Renaud P., Dufresne M., Vazquez J. (2012), Assessment of the discharge in sewer pipes using two water level measurements and the relationship of gradually varying flow., In 9th International Conference on Urban Drainage Modeling, Belgrade, Serbie, 2012.
- Isel S., Dufresne M., Napoly A., François P., Lawniczak F., Araud Q., Schmitt V., Bardiaux J.B., Thenault F., Fischer M., Vazquez J., (2011), A method taking uncertainties into account to evaluate the rate overflow in CSO using water-depth measurements. In 12th International Conference on Urban Drainage ICUD, Porto Alegre, Brésil, 2011.
- Mignot E., Bonakdari H., Knothe P., Lipeme kouyi G., Bessette A., Rivière N., Bertrand-krajewski J.-L. (2011). Experiments and 3D simulations of flow structures in junctions and of their influence on location of flowmeters. International Conference on Urban Drainage (ICUD), Porto Alegre, Brésil, 11-16 September 2011.
- Momplot A., Bonakdari H., Mignot E., Lipeme Kouyi G., Rivière N., 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 Modelling (UDM), Belgrade, Serbie, September 2012.
- Solliec L., Vazquez J., Dufresne M., Teufel M. (2012). Impact of an intrusive sensor on discharge determination in open channels. Proceedings of the 9th International Conference on Urban Drainage Modelling (UDM 2012), Belgrade, Serbie.

F.2. Guides

Guide technique n°1 : Optimisation par modélisation numérique de l'évaluation du débit rejeté par un déversoir d'orage à partir de la mesure d'une ou plusieurs hauteurs d'eau ; 21 pages.

Guide technique n°2 : Evaluation d'un débit en collecteur par la mesure de deux hauteurs d'eau, 14pages.

Guide technique n°3 : Evaluer un débit par la mesure d'une hauteur d'eau dans un trop plein de station de pompage à partir de la mesure de hauteur(s) d'eau, 35 pages.

Guide Technique n°4 : Représentativité des capteurs de vitesse et impact sur l'évaluation en continu du débit d'un écoulement à surface libre, 27 pages.

Vazquez J., Dufresne M., Isel S., Fischer M. (2012). Evaluer un débit par la mesure de deux hauteurs d'eau en collecteur. Guide technique téléchargeable sur le site « <http://hydraulique-des-reseaux.engees.eu> ».

F.3. Rapport de thèse

S. Isel, (2014), Développement de méthodologies et d'outils numériques pour l'évaluation du débit en réseau hydraulique à surface libre, Université de Strasbourg, 218 pages.

F.4. Rapports

Corbella E. (2012). Développement de modèles hydrauliques simplifiés pour le cas des déversoirs à crête circulaire épaisse à partir de l'approche RANS – application au trop-plein de poste de relèvement. Rapport de Master 2 Mécanique Energétique Génie Civil et Acoustique – Institut National des Sciences Appliquées – INSA – de Lyon, 60 pages.

El Bahlouli A., (2013), Etude de l'influence des déviations sur l'écoulement en aval par une modélisation hydrodynamique, Rapport final du CDD Ingénieur 1/02/2012 au 31/01/2013, projet COACHS, déposé en réponse à l'Appel à Projet C2D2 2009 et financé dans le cadre de la Convention de subvention n°10MGC S 004 notifiée le 1 avril 2010, 100 pages.

Momplot A. (2011). Sensibilités du modèle *Volume Of Fluid* – VOF - aux paramètres de modélisation. Rapport de Master 2 Mécanique Energétique Génie Civil et Acoustique - Institut National des Sciences Appliquées – INSA – de Lyon, 30 pages.

Saunier R. (2011). Développement de fonctions d'étalonnage sur site à partir de la modélisation 3D. Rapport relatif au Projet d'Initiation à la Recherche & Développement, 5^{ème} année cycle ingénieur, Département Génie Civil et Urbanisme, INSA de Lyon, 20 pages

F.5. Actions de formation et d'information

F.5.1.1 Formation continue

Lipeme Kouyi G., Bertrand-Krajewski J.L., (2011). Instrumentation des déversoirs d'orage complexes dans le cadre de l'autosurveillance – Démarche et exemples d'application. Module de Formation continue, INSAVALOR – filière de valorisation de l'INSA de Lyon.

F.5.1.2 Journées Techniques consacrée à la débitmétrie

Les partenaires ont organisé deux journées techniques (le 13 novembre 2013 à Nancy et le 18 mars 2014 à Paris) dont les intervenants sont issus du consortium. Ces journées étaient consacrées au calcul de débit par des méthodes innovantes d'optimisation à partir de mesures. Les participants, 70 au total, venaient de collectivités territoriales, de bureaux d'étude, d'agences de l'eau, d'exploitants de réseau, de fournisseurs de capteurs. Les retours sont très positifs

Le flyer de la journée de novembre est présenté en annexe I.3, à la fin de ce rapport. L'ouverture de cette journée a été faite par le Directeur du pôle de compétitivité Hydreos (pôle sur la *qualité des eaux continentales*).

F.6. Site Web

Le site Web est hébergé par le GEMCEA : <http://www.gemcea.org/COACHS>. Il a pour objectif de communiquer sur les avancées et sur les principaux résultats obtenus par le consortium.

G. CONCLUSION

Le projet COACHS avait pour objectif fondamental de contribuer au déploiement de systèmes d'instrumentation intégrée permettant une surveillance en continu et en temps réel des rejets responsables de la dégradation de l'environnement et plus généralement du processus de collecte des effluents. L'instrumentation intégrée signifie ici la prise en compte de la chaîne métrologique complète, commençant par la qualification d'un site de mesure et le choix d'une méthode, pour aboutir au calcul d'incertitudes et à la valorisation des données, en passant par le choix des capteurs et de leur implantation.

La mise en synergie de recherches en mécanique des fluides numérique et de travaux expérimentaux, a permis de :

- proposer une méthode de mesure du débit par mesures de hauteur d'eau dans un écoulement canalisé,
- proposer une méthode de détermination du débit déversé au niveau des postes de refoulement,
- proposer une méthodologie d'évaluation des débits conservés et déversés au niveau des déversoirs d'orage, fondée sur : i) l'analyse des conditions aux limites, ii) la modélisation tridimensionnelle des écoulements dans l'ouvrage étudié et iii) la prise en compte des incertitudes lors de l'élaboration de la relation hauteurs dans le déversoir/débit déversé,
- Montrer sur des exemples comment on peut formuler, pour un site donné, des recommandations pour la mise en place d'une instrumentation intégrée au niveau des déversoirs d'orage, en proposant une ou plusieurs modifications de la géométrie ou l'ajout de dispositifs hydrauliques en vue de favoriser et simplifier l'instrumentation,
- préciser l'influence d'une singularité (coude ou confluence) sur l'écoulement en aval et ses répercussions sur le positionnement d'un débitmètre à l'aval d'une telle singularité.

Ces résultats ont fait l'objet de publications scientifiques (articles dans des revues à comité de lecture et dans des actes de conférences) mais également de travaux de valorisation à l'intention des professionnels :

- Une journée technique, présentant une synthèse des résultats et des méthodes mises au point. Organisée à Nancy le 13 novembre 2013, elle a réuni plus de 50 participants,
- Quatre guides techniques mis à disposition des praticiens sur le site web du projet (<http://www.gemcea.org/projets/coachs>). Ces guides permettent aux spécialistes de mettre en place de façon aisée, les méthodes décrites et, ainsi promouvoir leur application.

COACHS a nourri et se continue dans le projet MENTOR (MEasurement sites conception method for sewer NeTwORks - Notification de décision d'aide n°ANR 11 ECOT 007 01 du 13 décembre 2011).

H. REFERENCES

- AFNOR (2009), norme [NF EN ISO 748](#) : Hydrométrie - Mesurage du débit des liquides dans les canaux découverts au moyen de moulinets ou de flotteurs, 57 pages
- Bertrand-Krajewsky J.L., Laplace D., Joannis C. and Chebbo G. (2000). Mesures en hydrologie urbaine et assainissement, Tech. and Doc., Paris.
- Best, J.L. and Reid, I. (1984). Separation zone at open-channel junctions. J. Hyd. Eng., 110 (11), pp 1588-1594.
- Bonakdari H., (2006). Modélisation des écoulements en collecteur d'assainissement – Application à la conception de points de mesures. Thèse de doctorat, Université de Caen, France.
- Bonakdari H., Larrarte F., Joannis C., Levacher D., (2008), Champ de vitesses et contraintes de cisaillement dans un collecteur d'assainissement, La Houille Blanche, 3-2008, pp20-25.
- Boussinesq J., (1877), *Essai sur la théorie des eaux courantes*. Mémoires à l'Académie des Sciences, T. 23 et 24.
- Bradbrook KF., Biron PM., Lane SN., Richards KS., Roy AG., Investigation of controls on secondary circulation in a simple confluence geometry using a three-dimensional numerical model HYDROLOGICAL PROCESSES Volume: 12 Issue: 8 Pages: 1371-1396.
- 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'ULP de Strasbourg.
- Carballada L., Quach T.T., Marche C., Ramamurthy A.S. (1981). Modèle de jonction des rivières. Proc., 19th IAHR Cong., 2(A7), pp273-280.
- Celik I.B., Ghia U., Roache P.J., Freitas C. J., Coleman H., Raad P. E. (2008). Procedure for Estimation and Reporting of Uncertainty Due to Discretization in CFD Applications. Journal of Fluids Engineering, Copyright © 2008 by ASME, JULY 2008, Vol. 130 / 078001-1.
- Chassaing P., (2000), Turbulence en mécanique des fluides, Editions Cépadués, 626 pages
- Chiu C.L., Chiou, J.D. (1986). Structure of 3D flow in rectangular open channels. Journal of Hydraulic Engineering 112(11):1050-1068.
- Chou P. Y., Chou R. L., (1995), 50 years of turbulence research in China, Annu. Rev of Fluid Mechanics, 27:1-15
- Chou P. Y., (1940), On an extension of reynolds' method of finding apparent stress and the nature of turbulence, Chinese Journal of Physics 1-53;
- Combes H., (2000), Modélisation numérique 3D des écoulements dans les déversoirs d'orage, Mémoire de fin d'année, ENGEES, Strasbourg.
- Corbella E., (2012) Développement des modèles de déversement pour le cas des déversoirs à crête épaisse circulaire à partir de l'approche RANS. Rapport Master MEGA, 68 pages.

- De Cacqueray, N., Hargreaves, D. et Morvan, H. (2009). A computational study of shear stress in smooth rectangular channels. *Journal of Hydraulic Research*, 47, pp. 50-57.
- Fletcher C.A.J., (1991), *Computational Techniques for Fluid Dynamics*, Vol. 1, Seconde edition.
- Fluent, (2001), *Fluent 6.0 software User's Guide*, Fluent Inc, 2001.
- Gaudio R., Miglio A., Calomino F., (2011), Friction factor and von Karman's kappa in open channels with bed-load, *Journal of Hydraulic Research*, Volume: 49, Issue: 2, 239-247
- Graf W.H., (1998), *Hydraulics of Sediment Transport*, McGraw-Hill, New York, 513 p.
- Grotjans H. and 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 J., Julien P-Y. (2003). Modified log wake law for turbulent flows in smooth pipes. *Journal of Hydraulic Research* 41(5):493-501.
- Guo J., Julien P-Y., Meroney RN. (2005). Modified log wake law for zero pressure gradient turbulent boundary layer. *Journal of Hydraulic Research* 43(4):421-430.
- Guo J., Julien P-Y. (2008). Application of the Modified Log Wake Law in Open Channels, *Journal of applied fluid Mechanics* 1(2):17-23.
- Gurram S.K., Karki K.S. et Hager W.H., (1997). Subcritical junction flow. *J. Hyd. Eng.*, 123(5), pp 447-455.
- Hirt C.W., Nichols B.D., (1981) Volume of Fluid (VOF) Method for the dynamics of free boundaries. *Journal of Computational Physics* 39, pages 201-225.
- Howes DJ., Sanders BF. (2011). Velocity contour weighting method I: Algorithm development and laboratory testing. *Journal of Hydraulic Engineering* 137(11):1359-1367.
- Humphrey J.A.C., Whitelaw J.H., Yee G., (1981), *Turbulent flow in a square duct with strong curvature*, *Journal Fluid Mech.*, Vol. 103, pp 443-463.
- Hsu C.C., Tang C.J., Lee W.J., Shieh M.Y. (2002). Subcritical 90° equal-width open channel dividing flow. *J. Hyd. Eng.*, 128 (7), pp 716-720.
- Isel S., Araud Q., Philippe R., Dufresne M., Vazquez J. (2012a). Assessment of the discharge in sewer pipes using two water level measurements and the relationship of gradually varying flow. *Proceedings of the 9th International Conference on Urban Drainage Modelling (UDM 2012)*, Belgrade, Serbie.
- Isel S., Vazquez J., Dufresne M. (2012b). Développement d'outils et de méthodologies pour déterminer le débit par mesures de hauteurs d'eau en collecteur de réseau d'assainissement. *Actes des 5èmes Journées Doctorales en Hydrologie Urbaine (JDHU 2012)*, Strasbourg, France.
- Isel S., Araud Q., Vazquez J., Dufresne M. (2013a). Développement d'outils et de méthodologies pour déterminer le débit par mesures de hauteurs d'eau en collecteur de réseau d'assainissement. *TSM (Techniques – Sciences – Méthodes)*, article accepté pour publication.

- Isel S., Araud Q., Dufresne M., Vazquez J. (2013b). Assessment of the discharge of free-surface flows using two water depth measurements. *Journal of Hydraulic Research*, article soumis.
- ISO (2004). *Hydrometry - Measurement of discharge by the ultrasonic (acoustic) method*. ISO 6416:2004.
- ISO (2010). *Hydrometry – Guidelines for the application of acoustic velocity meters using the Doppler and echo correlation methods*. BS ISO 15769:2010.
- Jones B.E. (1916). A method of correcting river discharge for a changing stage. *US Geol. Survey Water Supply Paper*, 375-pp. 117-130
- Jaumouillé P., (2003), *Hétérogénéités des vitesses et des concentrations dans les collecteurs d'assainissement : application à la mesure des flux polluants*, Thèse de doctorat, Université de Bordeaux 1, 236 p.
- Kesserwani G., Ghostine R., Vasquez J., Ghenaim A., Mose R., (2007). Simulation of subcritical flow at a combining junction. *Novatech 2007*, Lyon, France, pp497-504.
- Kesserwani G., (2008). *Modélisations des équations 1D de Barré de Saint-Venant par la méthode des éléments finis de type discontinu de Galerkin à discrétion temporelle de Runge- Kutta*. Thèse de doctorat, Université Louis Pasteur de Strasbourg.
- Kleigwegt R.A., (1992). *On sediment transport in circular sewers with non-cohesive deposits*. Thèse de doctorat, TUDelft, 223p.
- Knight D.W, Demetriou J.D., Hamed M.E., (1984), Boundary shear in smooth rectangular channels, *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 110, No. 4, pp 405-422.
- Knight W. et Sterling M. (2000). Boundary shear in circular pipes running partially full. *Journal of Hydraulic Engineering*, 126, pp. 263-275.
- Koelling C. (1994). *Finite-Element-Simulation der Geschwindigkeitsverteilung in Kanälen und teilgefüllten Rohrleitungen*. Heft 60 *Hydraulik und Gewässerkunde*, TU München.
- Kolmogorov A.N., (1941). *The local structure of turbulence in incompressible viscous fluid for very large Reynolds numbers*. *Dokl. Akad. Nauk., SSSR*, pp 299–303.
- Laccarino G., (2007), *Computational methods in fluid dynamics using commercial CFD codes*, Cours, Université de Stanford, Californie, USA.
- Lauder B.E., Spalding D.B., (1974). The numerical computation of turbulent flows, *Computational Methods Appl. Mech. Eng.*, 3, pp. 269-289.
- Larrarte F., Jaumouillié P., Joannis C., (2004), *Computational Fluid Dynamics: an aid for designing the instrumentation of sewer sections*. *Novatech*, Tome 1, pp. 729-736.
- Larrarte F., Bardiaux J.B., Battaglia P., Joannis C., (2008). Acoustic Doppler flow meters: a proposal to characterize their technical parameters. *Flow Measurement and Instrumentation*, n°19, pp. 261-267.
- Larrarte F., Bonakdari H., Joannis C., (2010), *Qualification et conception de sites de mesures débitométriques en réseaux d'assainissement*, *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, N°. 277, pp. 31-41

- Lepercq P. (2013). Vérification in situ de l'approche RANS – cas de l'écoulement torrentiel sur le site OTHU d'Ecully. Rapport de Master MEGA – Mécanique Energétique Génie Civil Acoustique, INSA Lyon, 65 pages.
- Lipeme Kouyi G., Vazquez J., Poulet J.B., (2003), 3D free surface measurement and numerical modelling of flows in storm overflows, *Flow Measurement and Instrumentation*, Vol. 14.
- Lipeme Kouyi G., (2004), Expérimentations et modélisations tridimensionnelles de l'hydrodynamique et de la séparation particulaire dans les déversoirs d'orage, Thèse de doctorat, Université Louis Pasteur, Strasbourg I.
- Lipeme Kouyi G., Vazquez J., Rollet D., Gallin Y., Sadowski A-G. (2005). Use of 3D modelling and several ultrasound sensors to assess overflow rate. *Water Science and Technology*, 51(2), pp 187-194.
- Mamedov, A.S. (1989). Hydraulic calculation of a confluence. *Hydrotechnical construction*. 1989, pp553-556.
- Menter F.R., (1994). *2 equations eddy-viscosity turbulence models for engineering applications*. *AIAA Journal*, vol 32, pp. 1598-1605.
- Mignot E., Bonakdari H., Knothe P., Lipeme kouyi G., Bessette A., Rivière N., Bertrand-krajewski J.-L. (2011). Experiments and 3D simulations of flow structures in junctions and of their influence on location of flowmeters. *International Conference on Urban Drainage (ICUD)*, Porto Alegre, Brazil, 11-16 September 2011.
- Mignot E., Bonakdari H., Knothe P., Lipeme-Kouyi G., Bessette A., Riviere N., et Bertrand-Krajewski J-L. (2012). Experiments and 3D simulations of flow structures in junctions and their influence on location of flowmeters. *Water Science & Technology*. IWA Publishing, 66(6), 1325-1333.
- Momplot A. (2011). Sensibilités du modèle Volume Of Fluid – VOF - aux paramètres de modélisation. Rapport de Master 2 Mécanique Energétique Génie Civil et Acoustique - Institut National des Sciences Appliquées – INSA – de Lyon, 30 pages.
- Momplot A., Bonakdari H., Mignot E., Lipeme Kouyi G., Rivière N., 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 Modelling (UDM)*, Belgrade, Serbie, September 2012.
- Moser R.D., Kim J., Mansour N.N., (1999). *Direct numerical simulation of turbulent channel flow up to $Re = 590$* . *Physics of Fluids*, pp 943–945.
- Mueller DS., Abad JD., Garca CM., Gartner JW., Garcia MH., Oberg KA. (2007). Errors in acoustic Doppler profiler velocity measurements caused by flow disturbance. *Journal Of Hydraulic Engineering*, 133(12), pp. 1411-1420.
- Naot D., (1984). Response of channel flow to roughness heterogeneity., *Journal of hydraulic engineering*, vol. 110, N°11, pp 1568-1587.
- Naot D, Rodi W., (1982), Calculation of secondary currents in channel flow., *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 108, No 8, August, pp 948-968
- Nezu I., Nakagawa H., (1984). Cellular secondary currents in straight conduit., *Journal of hydraulic engineering*, vol. 110, n°2, pp 173-193.

- Nezu I., Nakagawa H., (1993). *Turbulence in Open-Channel Flows* , AIRH, 281p.
- Nezu I., Rodi W., (1985), *Experimental study on secondary currents in open-channel flow*, 21st IAHR Congress, Melbourne, Australia, pp115-120
- Nikuradse J., (1933), *Laws of flow in rough pipes*, Translation in National Advisory Committee for aeronautics, technical memorandum 1292, NACA, Washington 1950, 62 p
- Nivus, (1999), *Instructions pour le montage de capteurs de vitesse d'écoulement (Instructions for flow meter sensors implementation)*.
- Perkins H. J., (1970), *The formation of streamwise vorticity in turbulent flow*, *Journal Fluid Mech.*, Vol. 44, pp 721-740.
- Pope, S. B. (2000). *Turbulent Flows*. Cambridge University Press.
- Rudelle, M. (2008), *Mesures des vitesses d'écoulement par la méthode des temps de transit. Journées techniques. Tours , 10 et 11 decembre 2008.*
- Schiestel R., (1998), *Mes écoulements turbulents : modélisation et simulation*, Hermès éditeur, Paris, 505 pages.
- Schlichting H., Gersten K., (2001), *Boundary layer theory*, Springer India, 8th edition
- Shakibainia A., Tabatabai M. R. M., Zarrati A. R., (2010), *Three dimensional numerical study of flow structure in channel confluences*, *Can. J. Civ. Eng.*, 37, pp. 772-781.
- Shih, T.-H., Liou, W.W., Shabbir, A., Yang, Z. et Zhu, J. (1995). *A New k-epsilon Eddy Viscosity Model for High Reynolds Number Turbulent Flows*. *Computer Fluids* 24, pp 227-238.
- Sollic L., Vazquez J., Dufresne M., Teufel M. (2012). *Impact of an intrusive sensor on discharge determination in open channels*. *Proceedings of the 9th International Conference on Urban Drainage Modelling (UDM 2012)*, Belgrade, Serbie.
- Sollic L., Vazquez J., Dufresne M. (2013a). *Real time flow model from single velocity measurements in fully developed open channels*. *Flow Measurement and Instrumentation*, article soumis.
- Sollic L., Vazquez J., Dufresne M. (2013b). *Development of a flow rate sensor for open channels with smaller dimensions*. *Proceedings of the International Solid Waste, Water and Wastewater Congress, Istanbul, Turquie*, communication soumise.
- Sollic L., Vazquez J., Dufresne M. (2013c). *Discharge in irrigation open channels with ultrasound technique: influence of the filling level and geometry*. *Proceedings of the International Solid Waste, Water and Wastewater Congress, Istanbul, Turquie*, communication soumise.
- Spalart P., Allmaras S.R., (1994), [A one-equation turbulence model for aerodynamic flows](#) , *Recherche Aerospatiale*, Issue: 1, 5-21
- Speziale C.G., Sarkar S., and Gatski T.B. (1991). *Modeling the pressure-strain correlation of turbulence : an invariant dynamical systems approach*. *Journal of Fluid Mechanics.*, 227, pp. 245-272.
- Speziale C.G., (1998). *A combined Large-Eddy Simulation and Time-Dependent RANS Capability for High-Speed Compressible Flows*. *Journal of Scientific Computing*, vol 13, pp. 253-274.

- Song C.G., Seo I.W., Kim Y.D., (2012), Analysis of secondary current effect in the modeling of shallow flow in open channels, *Advances in Water Resources, Volume 41, June 2012, Pages 29-48*
- Stearns F.P. (1883). *On the current meter, together with a reason why the maximum velocity of water flowing in open channel is below the surface. Trans. ASCE 7, 331-338.*
- Teufel M. (2006). Durchflussmessung mit Kreuzkorrelation (*Mesure de débit par corrélation croisée*) (Flow rate measurement with the cross correlation). KA – Abwasser (*Eaux usées*), Abfall (*ordures*) 53(7).
- Vazquez J., Montandon I., Joannis C. (2006). Instrumentation of sewage networks: assessment of water discharge from the measure of one or two water depths in transitory mode. Proceedings of the 7th International Conference on Hydroinformatics (HIC 2006), Nice, France.
- Vazquez J., Zug M., Phan L., Zobrist C (2006). Guide technique sur le fonctionnement des déversoirs d'orage. Guide technique ENGEES/VEOLIA. http://www-engees.u-strasbg.fr/site/fileadmin/user_upload/pdf/shu/Guide_technique.pdf
- Vazquez J., Dufresne M., Isel S., Fischer M. (2012). Evaluer un débit par la mesure de deux hauteurs d'eau en collecteur. Guide technique téléchargeable sur le site « <http://hydraulique-des-reseaux.engees.eu> ».
- Versteeg H.K., Malalasekera W. (1995), *An Introduction of Computational Fluid Dynamics*, Hemisphere Publishing Corporation, USA, 1995.
- Weber L.J., Shumate E.D., Mawer N. (2001). Experiments on flow at a 90° Open-channel Junction. *J. Hyd. Eng*, pp. 340-350.
- Wertel J., (2009), *Modélisation tridimensionnelle des écoulements turbulents en conduite d'assainissement à surface libre*, thèse de doctorat, Université de Strasbourg, 183 pages
- Wilcox D.C., (1988). *Reassessment of the scale-determining equation for advanced turbulence models-AIAA journal*. *AIAA Journal*, vol 26, pp. 1299-1310.
- Yakhot V., Orszag S. A., Thangam S., Gatski T. B., Speziale C. G., (1992), Development of turbulence models for shear flows by a double expansion technique, *Physics of Fluids A*, 4(7), pp. 1510–1520.

I. ANNEXES

I.1. Equipes partenaires

Le projet COACHS regroupe des équipes de recherches impliquées dans le diagnostic des réseaux, la mise en œuvre de capteurs, la définition de méthodologie, la modélisation 3D des écoulements à surface libre en réseau d'assainissement. Ces équipes travaillent chacune localement avec des collectivités territoriales ou des grands groupes industriels qui assurent la gestion, l'exploitation et l'instrumentation des réseaux d'assainissement urbains.

I.1.1. Partenaire 1 : E&E - LCPC

La division Eau et Environnement du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées travaille dans le contexte de gestion durable de l'eau en milieu urbain. Elle a acquis un savoir-faire reconnu sur la représentativité spatiale des mesures de vitesse et son impact sur la justesse des débitmètres. Cela a permis de proposer une méthodologie générale de qualification de site à instrumenter pour la mesure en continu de débit en collecteur d'assainissement. Ce partenaire apportera les compétences sur la méthodologie telle qu'elle existe à l'heure actuelle mais aussi sur la modélisation hydrodynamique tridimensionnelle. Par ailleurs cette équipe assurera la coordination générale du projet.

I.1.2. Partenaire 2 : INSA de Lyon - LGCIE

Le LGCIE (Laboratoire de Génie Civil et l'Ingénierie Environnementale) est un laboratoire de recherche publique placé sous la double tutelle de l'INSA de Lyon et de l'Université Claude Bernard Lyon 1. Les recherches développées au sein de la thématique « Eaux urbaines » portent notamment sur la production et les transferts des flux d'eau et de polluants. Ce partenaire permettra au groupe de bénéficier de son expérience en matière de modélisation hydrodynamique 3D.

I.1.3. Partenaire 3 : IMFS - HU

L'équipe Hydraulique Urbaine (HU), de l'Institut de Mécanique des Fluides et des Solides de Strasbourg (IMFS) Unité Mixte de Recherche CNRS-UDS-ENGEES, a pour objectif l'étude des systèmes d'assainissement urbain, d'adduction et de distribution d'eau potable. L'unité s'intéresse également au problème crucial de la mesure et l'évaluation des débits (volumes et flux de pollution) rejetés au niveau de ces interfaces entre le milieu naturel et le réseau que sont les ouvrages de déversement.

I.1.4. Partenaire 4 : GEMCEA

Le GEMCEA (Groupement pour l'Evaluation des Mesures en Continu dans les Eaux et en Assainissement) est un Groupement d'Intérêt Public créé en 1988 et dont l'objet est la mise en commun de travaux de recherche, de moyens matériels, intellectuels et financiers propres à développer dans le domaine de l'eau. La DRI (ex DRAST) qui finance la mise à disposition de personnel de la fonction publique d'Etat y trouve un retour sous la forme de contributions à des documents de référence en hydrologie urbaine.

I.1.5. Complémentarité

Les partenaires 1 et 3 de ce projet sont membres du GEMCEA alors que le partenaire 2 est membre du conseil scientifique du GEMCEA. Les différents partenaires de ce projet ont donc l'habitude d'échanger et de travailler ensemble.

I.2. Modélisations avec le logiciel STAR CCM+

Ce code de calcul résout les équations de Navier-Stokes moyennées en trois dimensions par la méthode des volumes finis.

I.2.1. Logiciel

Le logiciel STAR CCM+ intègre tout le processus d'un calcul CFD à savoir un maillage, un solveur et le post-traitement.

I.2.1.1 Le maillage

Le maillage sous STAR CCM+ se fait en deux étapes : le maillage surfacique puis le maillage volumique.

Le maillage surfacique est celui servant de base pour le volumique. La forme des cellules surfaciques est toujours composée de triangles. Ainsi, l'utilisateur choisit à l'aide de l'interface la taille, le ratio entre deux cellules qu'il souhaite imposer. Cette étape de surfacique est très importante car un maillage volumique n'aura une bonne qualité que si la surface a été préalablement bien maillée. Cette étape se fait par le choix d'une taille de base sur laquelle on s'appuie pour définir la taille maximale et minimale souhaitée sur chaque face.

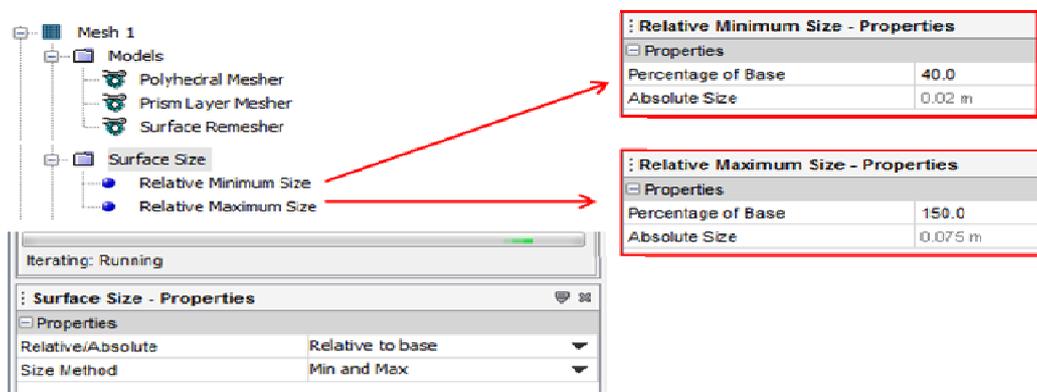


Figure I-1 : Choix des tailles de cellules

Par la suite, l'utilisateur a le choix de la forme des cellules à l'étape volumique. En effet, STAR CCM+ propose trois types de mailles volumiques : tétraédriques, polyédriques ou hexaédriques. La Figure I-2 présente chacun de ces maillages.

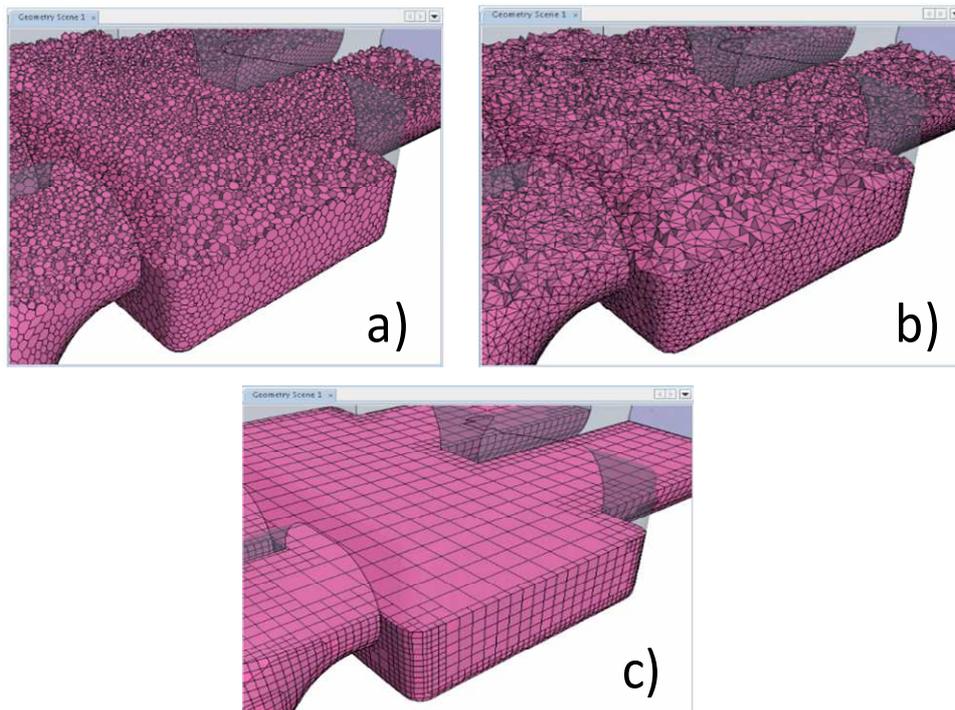


Figure I-2 : Maillage volumique disponible sous STAR CCM+ : (a) polyèdres; (b) tétraèdres et (c) hexaèdres

Le tétraédrique est le plus rapide en terme de génération de maillage et est celui qui consomme le moins de mémoire. Cependant, en terme de la qualité de la solution, il faut cinq à huit fois plus de temps pour obtenir la même précision qu'avec l'hexaédrique ou le polyédrique.

D'après CD-ADAPCO, l'éditeur de STAR CCM+, pour un nombre de cellules fixe, le polyédrique est celui qui donne les solutions les plus précises. Ceci viendrait du fait que le solveur de STAR CCM+ a été codé dans une optique de travail avec des formes polyédriques. Ces dernières diffuseraient moins numériquement du fait que les gradients seraient mieux approximés grâce à un nombre de faces par cellule assez grand (de l'ordre de 10).

Le maillage volumique tétraèdre a été inséré dans le code STAR CCM+ non pas pour ses qualités mais pour les utilisateurs qui avaient pour habitude de travailler avec des maillages tétraédriques sur d'autres logiciels. C'est donc une option mise à la disposition de l'utilisateur pour faire des calculs de comparaison à iso-maillage. Le choix de la forme des mailles dans nos études se portera donc sur du polyédrique, forme fortement recommandée par CD-ADAPCO.

L'utilisateur a le choix de traiter la couche limite en proche-paroi grâce à un modèle spécifique : *prism layer model*. Ce modèle consiste en un type particulier de cellules dans lesquelles les lois de parois vues précédemment sont appliquées. Ce modèle est de fait obligatoire pour avoir une bonne description de la couche limite. Il est constitué de prismes orthogonaux placés tout le long des parois. La géométrie de ces cellules permet à l'écoulement de rester aligné avec le maillage et donc de minimiser les erreurs de diffusion numérique.

STAR CCM+ requiert deux critères dans la définition de la *prism layer* : le nombre de couches souhaitées et la taille totale de ces couches. Il n'y a pas de règle précise. Il est cependant recommandé que la taille des cellules de la dernière couche soit inférieure ou égale

à la taille de la première cellule afin de ne pas avoir des ratios trop importants entre ces cellules. Il revient donc à l'utilisateur de bien choisir la taille de la première maille, le nombre de couches et le ratio entre chaque couche. La figure suivante présente deux configurations de la couche limite. Celle de droite a été mal dimensionnée, le ratio imposé entre chaque couche est trop grand : il aurait fallu diminuer ce ratio pour obtenir la configuration de droite.

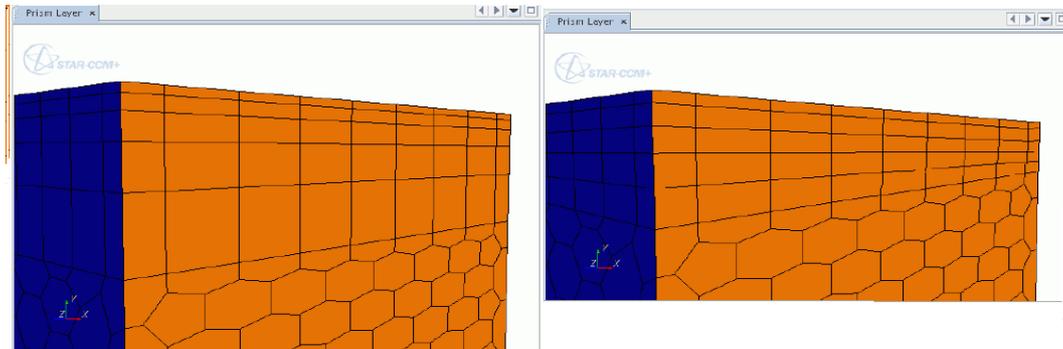


Figure I-3 : Une mauvaise 'prism layer' (gauche) et une bonne (droite)

I.2.1.2 Solveur

L'avantage du solveur de STAR CCM+ est que ce dernier est parallélisé ; ainsi, on peut lancer un même calcul sur plusieurs processeurs.

I.2.1.2.1 Lois de parois

Une des originalités du code STAR CCM+ est qu'il propose une troisième version pour quelques-uns des modèles de turbulence. Cette version fait un traitement mixte : le modèle détecte si les cellules sont à y^+ haut ou y^+ bas et adapte son traitement. Si la cellule est à $y^+ < 1$, il la traite avec un modèle Bas-Reynolds, si $y^+ > 1$ le traitement se fait à l'aide d'un modèle Haut-Reynolds.

I.2.1.2.2 Modèle de turbulence

Le modèle de turbulence k- ϵ Standard se décline sous les trois versions : on trouve le k- ϵ Standard High y^+ , le k- ϵ Standard Low y^+ et le k- ϵ Standard All y^+ (traitement mixte).

I.2.1.2.3 Prise en compte de la surface libre

Le calcul diphasique se fait par la méthode *volume de fluide* (VOF). Le VOF est un modèle destiné aux écoulements multiphasiques pour des fluides immiscibles. L'avantage de cette méthode est qu'elle permet de suivre le déplacement de la surface libre précisément.

Le principe de cette méthode VOF (cf. STAR CCM+ *User Guide*) utilisée par le code STAR CCM+ est présenté ci-après. La distribution spatiale de chaque phase repose sur l'idée d'une fraction volumique : toute cellule est affectée d'une fraction volumique pour chaque phase.

Ainsi, lorsque la cellule du maillage est remplie d'eau la fraction volumique est égale à 1 et vaut 0 lorsque cette même cellule est remplie par une autre phase. Dans cette même cellule, le modèle VOF considère que toutes les phases qui y sont présentes ont les mêmes vitesses, pressions et températures. Par conséquent, les équations de conservations de la masse et

quantité de mouvement utilisées sont les mêmes utilisées pour un écoulement monophasique. La seule différence porte sur les propriétés physiques qui sont calculées comme des fonctions des phases présentes et de leur fraction volumique. Ainsi, la masse volumique et la viscosité dynamique utilisées dans les équations sont calculées ainsi :

$$\rho = \sum_i \rho_i \alpha_i \quad \text{Eq I-1}$$

$$\mu = \sum_i \mu_i \alpha_i \quad \text{Eq I-2}$$

où $\alpha_i = \frac{V_i}{V}$ est la fraction volumique et ρ_i , μ_i la masse volumique et la viscosité dynamique de la $i^{\text{ème}}$ phase.

Le VOF waves est une option du VOF permettant de simuler la surface des ondes gravitationnelles. Elle s'utilise dans le cas d'interactions entre fluides légers et lourds typiquement l'air et l'eau. Cette option fournit directement les "fields functions" ou fonctions nécessaires à l'initialisation du cas d'étude. Ainsi, on ne crée plus de "fields functions" pour définir le volume initial de l'eau, de l'air, les conditions d'entrée, de sortie. La seule donnée à fournir est la forme de l'onde de surface (flat, FirstOrder, FifthOrder, Superposition et Irregular) complétée par des données telles que les vitesses du courant, de l'air, *etc.* (Figure I-4)

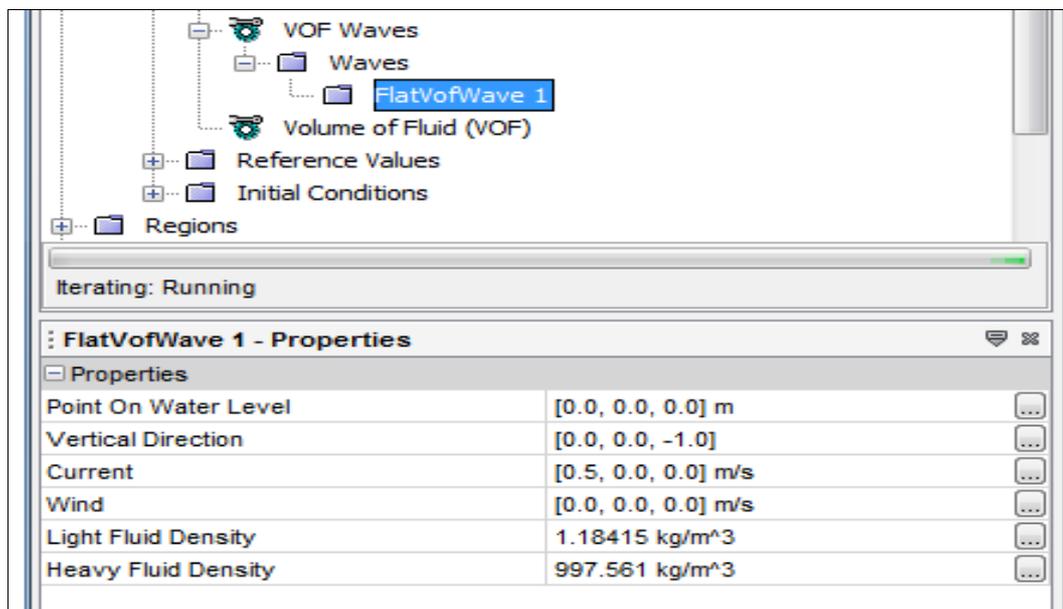


Figure I-4 : Définition de la forme de l'onde

I.2.1.3 Post-traitement

Le logiciel STAR CCM+ dispose d'une interface permettant le post-traitement. Toutefois rien n'interdit d'exporter des fichiers et de les traiter dans d'autres logiciels.

I.2.2. Etapes d'une simulation CFD

I.2.2.1 Modélisation géométrique

Avant d'effectuer la phase de discrétisation volumique, une modélisation de la géométrie est nécessaire. Dans le cadre des modélisations CFD, on modélise uniquement le volume fluide, tout ce qui est solide n'est pas représenté.

La réalisation du maillage est une étape cruciale pour la précision et le temps de calcul. En effet, plus le maillage est fin plus la solution est précise, mais cela induit un temps de calcul très grand. A l'utilisateur donc de trouver le bon compromis en fonction de ses besoins et moyens mis à sa disposition.

Contrairement à ce que pourraient suggérer les interfaces graphiques des codes de calcul tel que STAR CCM+, il faut choisir le modèle de turbulence avant de réaliser le maillage. En effet, la taille des mailles à utiliser près des parois dépend du type de modèle : Haut-Reynolds ou Bas-Reynolds.

I.2.2.2 Modélisation physique

La modélisation physique se fait en plusieurs étapes dans lesquelles des choix doivent être faits. Il faut donc bien connaître la physique en avance pour faire les bons choix. Ces étapes sont les suivantes :

I.2.2.3 Choix du solveur

La physique réelle est trop complexe à modéliser, il faut cependant prendre en compte certains critères :

- La dimension du problème : 1D, 2D ou 3D ;
- Le fluide étudié : compressible, incompressible ;
- L'écoulement : stationnaire, instationnaire ;
- La présence de plusieurs phases : eau, air, particules, *etc.* ;
- La turbulence : la prendre en compte ou pas. Si oui, par quels modèles ?

I.2.2.4 Choix du modèle de turbulence

Il n'existe pas de "meilleur" modèle, qui sache tout faire et qui marcherait dans toutes les situations. C'est pourquoi les codes de calculs proposent un choix importants de modèles. A l'utilisateur de choisir celui le plus adapté à sa problématique.

I.2.2.5 Propriétés du fluide

De manière générale, les codes disposent d'une bibliothèque très importante dans lesquels on retrouve une vaste base de données. L'utilisateur peut la compléter manuellement.

I.2.2.6 Conditions aux limites

Le domaine de calcul est artificiellement limité pour des raisons de coûts (en terme de CPU central processing unit). Il faut donc faire des hypothèses sur les grandeurs aux limites du domaine. Ces hypothèses peuvent être de différentes natures : wall (mur), velocity inlet (vitesse en entrée), mass flow inlet (débit en entrée), pressure outlet (pression statique en sortie)... Nous présentons les plus couramment utilisées :

- Velocity inlet : on impose un champ de vitesses uniforme en entrée avec une direction normale à la surface d'entrée.

- Wall : on considère les parois latérales comme un mur avec une condition de non-glissement à la paroi, ainsi la composante tangentielle de la vitesse est égale à 0 m/s. (On pourra par la suite, affecter une rugosité à ce mur et étudier les effets de rugosité).
- pressure outlet : ce type de condition est le plus communément utilisé, il consiste à appliquer une valeur de la pression statique. Cette condition évite un retour de flux.
- split wall : Il s'agit d'une condition de glissement, c'est à dire que la surface n'est pas considérée comme un mur (et donc vitesse tangentielle différente de 0 m/s).

I.2.2.7 Conditions initiales

Les conditions initiales permettent d'avoir un premier champ de vitesses et pressions pour le calcul.

I.2.2.8 Critères de convergence

Trois critères de convergence sont utilisés pour les calculs RANS :

- Les résidus : le solveur itère d'une solution initiale vers une solution finale les équations de conservation de la masse et de la quantité de mouvement. Les résidus mesurent l'écart par rapport à la solution exacte, le but est donc de les rendre les plus petits possibles. Il n'existe pas de règle universelle concernant leur valeur mais une surveillance de leur évolution est nécessaire. En général, le calcul doit être arrêté quand ils n'évoluent plus au cours des itérations.
- Conservation du débit : on vérifie qu'il y a bien conservation de la masse et donc que l'écart entre débit en entrée et en sortie est faible.
- Stabilisation des variables d'intérêt : un autre critère de convergence passe par le suivi de certaines variables telles que la vitesse, la pression, *etc.*. Durant le calcul, il faut poser une sonde dans le domaine, de préférence dans une zone où l'écoulement est développé et non-soumis à des instabilités puis suivre son évolution au cours du calcul. On peut considérer le calcul convergé si les variables sondées se stabilisent. La Figure I-5 présente l'évolution de la vitesse moyenne en un point du domaine, on constate qu'elle se stabilise à partir de 14000 itérations. Pour une simulation instationnaire, ce critère n'est pas toujours vérifié du fait de la nature même du calcul. Cependant, si des périodicités apparaissent, on peut considérer que le calcul a convergé.

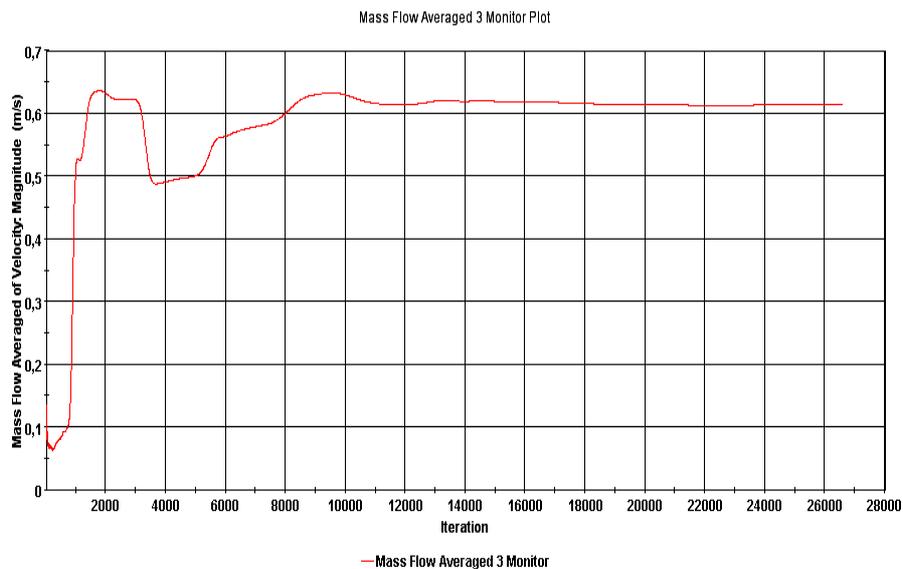


Figure I-5 : Evolution de la vitesse

I.2.2.9 Modélisation instationnaire : choix du pas de temps

Si les calculs sont effectués en instationnaire, le choix du pas de temps Δt est important : un pas de temps trop grand ne permet pas la convergence des résultats et un pas de temps trop petit ne fait que ralentir les calculs.

Le pas de temps doit respecter le CFL (nombre de Courant Friedrich-Levy), ce dernier est lié à la taille de la maille. Il est recommandé que ce dernier soit inférieur à 1 (STAR CCM+ autorise jusqu'à 5). Le CFL se calcule :

$$CFL = \frac{U \Delta t}{\Delta x} \quad \text{Eq I-3}$$

où U désigne la vitesse moyenne dans l'écoulement et Δx la taille moyenne d'une cellule du maillage.

Pour une simulation instationnaire, pour que les statistiques convergent, il faut laisser "les particules fluides" traverser le domaine au moins une fois, même si les résidus sont déjà faibles.

I.3. La journée technique COACHS

I.3.1. Le mot de Georges POTTECHER, Directeur Général de HYDREOS

Synoptique de l'intervention de M. POTTECHER :

- **HYDREOS :**
 - un pôle de compétitivité : pour l'emploi, par l'innovation
 - champs d'action : les métiers de l'eau, l'instrumentation de l'eau est l'une des thématiques clés pour la gestion intelligente
 - dans le grand Est : les entreprises de l'instrumentation sont nombreuses, intérêt de la journée.
- **le marché de la conformité réglementaire**
 - installations pérennes : 100-200 cas/an en France (?) soit quelques M€/an,
 - études et diagnostic : qq dizaines d'etp en France pour l'équipement des déversoirs d'orage soit qq M€/an
 - exploitation des équipements et des données : difficile à quantifier, sans doute supérieur au poste précédent
 - conclusion : un cumul de l'ordre de 10 M€/an
- **le marché de la réduction des impacts des inondations urbaines sur les biens et les personnes** : des opérations ponctuelles lourdes, sans doute qq M€/an en métrologie (installation + gestion)
- **Un enjeu pour les chercheurs : permettre à ce marché de se développer. Quelques leviers à actionner :**
 - prouver que la mesure précise des débits déversés rend possible un réel changement pour le citoyen (état du milieu aquatique perçu par les citoyens, vulnérabilité aux inondations urbaines, ...),
 - simplifier la définition d'un système de mesure adapté au cas par cas,
 - simplifier l'exploitation des données,
 - fournir des informations plus riches, ayant pour le gestionnaire ou le citoyen une valeur ajoutée au-delà de la conformité réglementaire
- **Autres recommandations du pôle :**
 - organiser la formation du privé et des donneurs d'ordres,
 - réalisation d'opérations de démonstration collectivité-exploitant-chercheur-équipementier
 - vérifier quantitativement si le pilotage des systèmes d'assainissement par la mesure conjointe débit-qualité apporterait une amélioration par rapport à l'approche basée uniquement sur les débits (moins de sédiments dans les réseaux, moins de flux polluant rejeté, ...)

HYDREOS – Pôle de l'eau Alsace – Lorraine. 71, rue de la Grande Haie - 54510 TOMBLAINE
Tél. : +33 (0) 6 . 80.36.43.10 - mel : georges.pottecher@hydreos.fr - site : www.hydreos.fr

I.3.2. Le Flyer de la journée technique



Méthodes innovantes d'optimisation du calcul d'un débit à partir de données mesurées

Applications à l'assainissement

Mercredi 13 Novembre 2013 à Nancy

à l'Hotel Park Inn, en face de la gare

La gestion des eaux résiduaires d'une collectivité concerne les réseaux de collecte et les ouvrages de traitement et c'est le système d'assainissement tout entier qu'il faut gérer, surveiller, exploiter et améliorer par des investissements bien pensés. Cela implique de maîtriser le fonctionnement du système pendant les événements pluvieux, en particulier en système unitaire. Dans ce contexte, la mise en place de moyens de mesure des flux transités dans le réseau et des rejets dans les milieux récepteurs est certes une obligation réglementaire (arrêté du 22 décembre 1994 puis du 22 juin 2007), mais aussi et surtout une nécessité technique pour optimiser le fonctionnement du système et rationaliser voire limiter les investissements.

La mesure des débits transitant aux points-clés du système ou déversés dans les milieux aquatiques constitue la base de tous les systèmes de surveillance et de gestion. Diverses technologies sont disponibles sur le marché, mais la mesure du débit d'un écoulement à surface libre est toujours indirecte : ces technologies impliquent donc des capteurs de hauteur d'eau et le cas échéant de vitesses, *ainsi que des algorithmes de calcul*. Ces algorithmes permettent de transformer en débit les grandeurs mesurées, en prenant en compte dans la mesure du possible les spécificités de chaque site. Cette transformation reste délicate car les ouvrages présents dans les systèmes d'assainissement n'ont pas été conçus dans la perspective de réaliser des mesures, et ne sont guère compatibles avec les préconisations de la plupart des normes métrologiques.

Cette journée est consacrée à la présentation des résultats obtenus dans le cadre du projet COACHS, financé par la direction de la recherche et de l'innovation du MEDDE, sur le développement de méthodes permettant de traiter efficacement l'information brute fournie par des capteurs classiques. Elles permettent *d'orienter le choix des grandeurs mesurées* (nature et position des capteurs) puis *d'exploiter les résultats de mesure* pour obtenir des débits. Ces méthodes seront présentées en s'appuyant sur des études de cas, sans rentrer dans le détail des formulations mathématiques. En revanche l'accent sera mis sur l'importance d'une analyse assez fine du fonctionnement hydraulique des ouvrages avant d'y installer des équipements de mesure.

Cette journée ouvrira aux maîtres d'ouvrage et aux autorités de contrôle (agences de l'eau, police des eaux...), ainsi qu'aux bureaux d'études et aux exploitants, de nouvelles perspectives sur l'application de la modélisation hydraulique à la conception de stations de mesure, et proposera quelques règles et méthodes de calcul adaptées à des configurations courantes.

Programme

- 9H00 – 9H30 Accueil – café
 9h30 – 10 h00 Présentation du GIP GEMCEA et du projet COACHS
 (Rémy Claverie – Frédérique Larrarte)
 10 h 00 – 10 h30 Introduction – la mesure de débit en assainissement : pourquoi ? comment ?
 (Claude Joannis, Georges Pottecher)

Mesures de débits rejetés par les déversoirs d'orage et trop-pleins

- 10 h35 – 11 h00 Mesure des surverses de station de pompage
 (Gislain Lipemé Kouyi, Matthieu Dufresne)
 11h30 – 12 h30 Mesure des débits rejetés par un déversoir d'orage à partir de mesures de hauteurs
 d'eau optimisées par simulation numérique
 (José Vazquez)
 - Méthodologie
 - Exemples d'application
 12 h 30 – 14 h 00 Déjeuner

Mesures de débits transitant dans un collecteur

- 14h – 14h30 Types d'échantillonnage spatial réalisés par les capteurs de vitesse
 (Frédérique Larrarte)
 14h30 – 15h30 Mesures de vitesses à l'aval de singularités (coudes, confluence) :
 (Frédérique Larrarte, Gislain Lipemé Kouyi)
 - Longueur de rétablissement,
 - Impact sur la précision des mesures en fonction des capteurs
 15h30 – 16h00 Évaluation du débit transité par un tronçon à partir de mesures de hauteurs d'eau
 amont et aval et d'un calcul de courbe de remous
 (Sandra Isel)
 16h00 – 16h30 Discussions et conclusion

Lieu de la journée :

Hôtel Park Inn Nancy
 11 rue Raymond Poincaré
 54000 Nancy
 Tél. : 03 83 39 75 75

En sortant de la gare, prenez sur la gauche et contournez en partie
 la tour Thiers qui se trouve devant vous.
 L'entrée est située coté Nord.

Cette journée bénéficie du soutien du Ministère
 de l'Écologie, du Développement Durable
 et de l'Énergie.



Renseignements et inscription gratuite par mail avec vos coordonnées complètes à
serge.gauthier@gemcea.org ou par téléphone au 03 83 57 88 11
avant le vendredi 1er novembre 2013. Nombre de places limité.

GIP GEMCEA – 149 Rue Gabriel PÉRI, 54500 Vandœuvre-Lès-Nancy – Tél. 03 83 57 88 11 – <http://www.gemcea.org>



