



Titre: Prise en compte des incertitudes dues au coefficient de rugosité de Manning : application aux modèles hydrodynamiques 1D et 2D
Title: Manning : application aux modèles hydrodynamiques 1D et 2D

Auteur: Nadia Hajjout
Author:

Date: 2019

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Hajjout, N. (2019). Prise en compte des incertitudes dues au coefficient de rugosité de Manning : application aux modèles hydrodynamiques 1D et 2D [Ph.D. thesis, Polytechnique Montréal]. PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/4073/>
Citation:

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/4073/>
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Tew-Fik Mahdi
Advisors:

Programme: Génies civil, géologique et des mines
Program:

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

**Prise en compte des incertitudes dues au coefficient de rugosité de
Manning : application aux modèles hydrodynamiques 1D et 2D**

NADIA HAJJOUT

Département des génies civil, géologique et des mines

Thèse présentée en vue de l'obtention du diplôme de *Philosophiæ Doctor*

Génie Civil

Septembre 2019

POLYTECHNIQUE MONTRÉAL

affiliée à l'Université de Montréal

Cette thèse intitulée:

Prise en compte des incertitudes dues au coefficient de rugosité de Manning: application aux modèles hydrodynamiques 1D et 2D

présentée par **Nadia HAJJOUT**

en vue de l'obtention du diplôme de *Philosophiæ Doctor*

a été dûment acceptée par le jury d'examen constitué de :

Musandji FUAMBA, président

Tew-fik MAHDI, membre et directeur de recherche

Ahmad SHAKIBAEINIA, membre

Elmira HASSANZADEH, membre

Georges Williams TCHAMEN, membre externe

DÉDICACE

Louange à Dieu Seul,

À vous, chers parents,

À mon frère Tarik et ma sœur Safae,

À Mon cher mari, Ismail,

REMERCIEMENTS

« Aucun travail ne s’accomplit dans la solitude. »

Au-delà de l’aspect technique, l’expérience Ph. D fut, incontestablement, l’expérience la plus riche en émotion que j’ai entreprise. Je me dois d’exprimer ma reconnaissance aux personnes qui m’ont accompagné dans ce long périple.

En premier lieu, j’exprime ma gratitude à mon directeur de recherche, Monsieur Tew-fik Mahdi, pour sa disponibilité et d’avoir mis à ma disposition tous les outils nécessaires au bon déroulement de cette thèse. Mes vifs remerciements s’adressent, également, à Monsieur Étienne Bélanger, technicien au laboratoire hydraulique de l’école polytechnique de Montréal, d’avoir ménagé son temps et son énergie pour m’aider lors des manipulations au laboratoire, je tenais à lui témoigner mon profond respect.

Je remercie également Hydro-Québec et le Conseil de recherches en sciences naturelles et génie du Canada pour le financement d’une partie de ce travail de recherche.

Mes remerciements s’adressent ensuite aux membres de jury qui ont accepté d’évaluer ce travail. Je remercie du fond du cœur mon cher mari, Ismail, qui m’a soutenue et m’a redonné le courage de continuer lors de mes moments les plus difficiles. Je tiens également à remercier mes parents pour leur soutien émotionnel inconditionnel, malgré la distance qui nous sépare. J’adresse aussi mes remerciements à mon frère et ma sœur, ainsi que tous mes proches pour leurs encouragements, vous m’avez poussée à donner le meilleur de moi-même et je vous en suis reconnaissante. Un grand merci à Fadoua pour la relecture de ma thèse.

Une pensée particulière pour les amis de l’AÉCSP.

Finalement, un grand merci à toutes les personnes, dont l’intervention, de près ou de loin à ce projet de recherche, a favorisé son aboutissement.

RÉSUMÉ

L'élaboration des cartes de zones inondables est une étape incontournable lors de la réalisation des plans d'urgence prévus par la loi 93 sur la sécurité des Barrages. Cependant, la précision de ces cartes et leurs qualités dépendent étroitement des outils utilisés lors du processus de modélisation hydrodynamique. Désormais, la modélisation bidimensionnelle s'est imposée comme approche fiable qui apporte des précisions locales sur l'écoulement. Toutefois, la précision des résultats donnée par les modèles 2D peut être altérée lorsque le coefficient de Manning utilisé est le même que celui employé pour les modèles 1D. En effet, le coefficient de Manning n'est pas le même pour un écoulement selon qu'il s'agit d'un modèle 1D ou d'un modèle 2D, en vue de la différence des phénomènes considérés dans les deux types de modèles. En outre, l'estimation de ce paramètre de rugosité, essentiel en analyse hydraulique, est entachée d'incertitudes qu'il faudrait prendre en compte lors du processus de modélisation. Aussi, faut-il se pencher sur la question de l'influence de ces incertitudes sur les résultats des modèles.

La problématique est de prendre en compte les incertitudes liées au choix du coefficient de Manning lors de la modélisation hydrodynamique en proposant une démarche qui peut être adoptée en ingénierie hydraulique. Ainsi, les méthodes empiriques utilisées, pour l'estimation du coefficient de Manning 1D, sont comparées à la calibration automatique, utilisée pour les modèles 2D. En modélisation 1D, il est d'usage de recourir à des tables de références ou des images pour estimer les valeurs de coefficient de Manning, ces références peuvent être utilisées également pour les modèles 2D, mais ceci risque de mettre en péril la précision du modèle.

L'approche méthodologique de la présente thèse se concentre d'abord sur une investigation visant à déceler une potentielle corrélation des coefficients de Manning utilisés pour les modèles 1D et 2D. Des mesures issues de manipulations au Laboratoire d'hydraulique de l'École Polytechnique de Montréal, ainsi que les résultats d'une étude de cas, d'un tronçon de la rivière Ha! Ha! dans la région du Saguenay–Lac-Saint-Jean au Québec, Canada, permettent de prouver l'absence de régression entre les paramètres de rugosité. Cependant, la calibration automatique s'impose comme l'outil qui offre le meilleur compromis pour minimiser l'incertitude, liée à l'estimation du coefficient de Manning, dans le cas d'une modélisation déterministe.

Le deuxième volet de ce projet de recherche vise à prendre en compte la variabilité du paramètre Manning « n », en recourant aux méthodes probabilistes, en s'intéressant principalement au cas

d'application de cartographie des zones inondables. Le principe est appliqué à un tronçon de la rivière Richelieu, situé entre la frontière canado-américaine à Rouses Point et le barrage Fryers, en aval de Saint-Jean-sur-Richelieu, qui a subi les inondations historiques du printemps 2011. La démarche de délimitation des plaines inondables est exposée pour les deux cas: déterministe et stochastique. L'approche stochastique permet de dresser le portrait d'exposition au risque, en se basant sur une distribution probabiliste des données d'entrée. L'analyse stochastique utilisée s'appuie sur l'analyse de Monte-Carlo pour l'élaboration de cartes probabilistes, dont les limites sont identifiées en fonction des incertitudes liées à l'estimation du coefficient de Manning. La comparaison des limites inondables probables et déterministes aux cartes d'inondations réelles a permis de mettre en exergue le potentiel de l'analyse stochastique. L'intégration de l'approche probabiliste aux outils 2D est recommandée comme une avenue intéressante pour une modélisation plus réaliste.

ABSTRACT

Floodplain map delineation is an essential step in the implementation of the emergency plans provided by the Dam Safety Act (Bill n °93). However, floodplain maps accuracy and quality rely on used models.

Two-dimensional modelling has emerged as a reliable approach, which provides local details on the flow. However, 2D model's precision can be altered if the used Manning's n coefficient is the same as for a 1D model. Indeed, Manning's coefficient characterizes different effects, regarding the differences between 1D and 2D modelling. As, estimating « n » roughness parameter is prone to errors, users should be mindful of the impact of these uncertainties on model results.

The aim of this research is to account for Manning's coefficients estimation uncertainties in hydrodynamic models, by suggesting practical approaches that can be adopted in hydraulic engineering. Hence, empirical methods used to choose Manning's 1D coefficients are compared to the automatic calibration which was utilized for 2D models. Indeed, while 1D modelling, it is customary to use reference tables or images to estimate Manning's coefficient, these references can be used for 2D models, but this may undermine model's accuracy.

This thesis focuses, first, in an investigation of potential correlation between Manning's coefficients used for 1D and 2D models. Experimental data, obtained at École Polytechnique de Montréal Hydraulics Laboratory, as well as the results of a case study, featuring a reach of the Ha! Ha! River in Saguenay–Lac-Saint-Jean region of Quebec, Canada, demonstrated the absence of correlation between the roughness parameters. However, automatic calibration was proven to be an efficient tool that minimizes Manning's uncertainty, for deterministic models.

The purpose of the second part of this research project is to account for the « n » parameter's variability, by using probabilistic methods, especially in flood mapping. The method is applied to a Richelieu River reach, located between the Canada-US border at Rouses Point and the Fryers Dam, downstream of the Saint-Jean-sur-Richelieu, that experienced historic 2011 spring flood. Floodplain delineation procedure is detailed for both deterministic and stochastic cases. The stochastic approach portrays risk exposure, based on a probabilistic distribution of input data. The stochastic analysis used is based on Monte-Carlo analysis to delineate probabilistic flood maps. Floodplain extents are identified according to Manning's coefficient estimation uncertainties. Comparing probable and deterministic flood maps to actual flood limits, has proven stochastic

analysis to be more efficient. Integrating probabilistic approach to 2D models is recommended as an option worth exploring for more realistic modelling.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	III
REMERCIEMENTS	IV
RÉSUMÉ.....	V
ABSTRACT	VII
TABLE DES MATIÈRES	IX
LISTE DES TABLEAUX.....	XIII
LISTE DES FIGURES.....	XV
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	XVIII
LISTE DES ANNEXES.....	XX
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Contexte	1
1.2 Objectifs de recherche.....	2
1.3 Structure de la thèse	3
CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE.....	4
2.1 Modélisation hydraulique 1D/2D.....	4
2.1.1 HEC-RAS.....	6
2.1.2 MHYSER	8
2.1.3 SRH-2D.....	9
2.2 Paramètres de modélisation- Coefficient de Manning	10
2.3 Calibration des coefficients de Manning.....	13
2.3.1 PEST.....	13
2.3.2 O.P.P.S	14
2.4 Incertitudes en modélisation hydraulique	15

2.4.1	Délimitation des zones inondables	17
2.4.2	Prise en compte des incertitudes dans les zones inondables	18
2.5	Conclusion.....	19
CHAPITRE 3 ORGANISATION DE LA THÈSE.....		20
3.1	Contributions	21
3.2	Publications	22
CHAPITRE 4 ARTICLE 1: INVESTIGATING THE POTENTIAL CORRELATION BETWEEN MANNING’S 1D AND 2D COEFFICIENTS: EXPERIMENTAL AND NUMERICAL STUDIES.....		23
4.1	Abstract	23
4.2	Introduction	24
4.3	Background	26
4.3.1	Manning’s coefficient in 1D/2D models.....	27
4.3.2	Overview of used models.....	28
4.4	Laboratory-scale experiment.....	30
4.4.1	Methodology	32
4.4.1.1	Data uncertainty	32
4.4.1.2	1D analysis	34
4.4.1.3	2D analysis – Automatic calibration	37
4.4.2	Results	37
4.4.2.1	Slope energy method.....	37
4.4.2.2	Empirical equations.....	39
4.5	Numerical study: Ha! Ha! River Québec, Canada	40
4.5.1	Methodology	41
4.5.1.1	Hydraulic solution	41

4.5.1.2	Manning's and turbulence sensitivity	44
4.5.1.2.1	Manning's SA.....	44
4.5.1.2.2	Turbulence SA.....	45
4.5.1.3	Automatic calibration.....	45
4.5.2	Results	45
4.5.2.1	Manning's SA	45
4.5.2.2	Turbulence SA.....	47
4.5.2.3	Automatic calibration.....	47
4.5.2.4	SRH-2D 1D modeling.....	50
4.6	Discussion	52
4.7	Conclusion.....	53
4.8	Acknowledgement.....	54
4.9	Conflict of interest.....	54
4.10	Supplemental data	54
CHAPITRE 5 ARTICLE 2: IMPACT OF MANNING'S COEFFICIENT ON FLOODPLAIN DELINEATION USING DETERMINISTIC AND STOCHASTIC APPROACHES: A CASE STUDY OF THE RICHELIEU RIVER FLOOD OF 2011		55
5.1	Abstract	55
5.2	Introduction	56
5.3	Study area and available data	58
5.4	Methodology	62
5.5	Results and discussion.....	69
5.6	Conclusion.....	75
5.7	Acknowledgement.....	75
5.8	Conflict of interest.....	75

CHAPITRE 6	RÉSULTATS COMPLÉMENTAIRES	76
6.1	Délimitation des zones inondables	76
6.2	Comparaison des cartes d'inondation	77
6.2.1	Déterministe 1D vs 2D	77
6.2.2	Déterministe 2D vs stochastique 1D	79
6.3	Recommandations et conclusion	81
CHAPITRE 7	DISCUSSION GÉNÉRALE	82
7.1	Investigation de la régression entre les valeurs des coefficients de Manning pour les mêmes données de calibration de modèles 1D et 2D	82
7.2	Prise en compte des incertitudes liées au coefficient de Manning	84
7.3	Recommandations à l'attention des ingénieurs et autres praticiens à propos de l'estimation des valeurs du coefficient de Manning pour les modèles 2D	86
CHAPITRE 8	CONCLUSION GÉNÉRALE	88
8.1	Synthèse des travaux	88
8.2	Limites de la recherche	89
RÉFÉRENCES		90
ANNEXES		97
ANNEXE A – ARTICLE DE CONFÉRENCE		97

LISTE DES TABLEAUX

Table 4-1: Maximum uncertainties in measured values.....	34
Table 4-2: Calculated Manning's coefficients using automatic calibration (2D) and slope energy (1D) in the case of flatbed configurations.....	38
Table 4-3: Calculated n using slope energy (1D) and automatic calibration (2D) – Stone	38
Table 4-4: Calculated n using slope energy (1D) and automatic calibration (2D) – Gravel.....	39
Table 4-5: Estimated Manning's coefficient using empirical formulas	39
Table 4-6: Used Manning's coefficient values	42
Table 4-7: Used mesh size	43
Table 4-8: Water depth's sensitivity analysis to time step.....	44
Table 4-9: Water depths for some points along the thalweg for scenario 0 (Sc_0), 1(Sc_1) and 2(Sc_2)	46
Table 4-10 : Calibrated n values using O.P.P.S_V2	49
Table 5-1: Land used for the model's floodplain delineation	60
Table 5-2: Manning's coefficient intervals, normal (Québec, 1972; Te Chow, 1959) and calibrated values.....	68
Table 5-3: Water levels for 1,100 m ³ /s steady flow rate.....	70
Table 5-4: Floodplain water depth changes	72
Table 5-5: Manning « n » causing the most damages	74
Tableau 6-1 : Coefficient de Manning « n » calibré (Paré, 2014).....	77
Tableau 6-2 : Variation des hauteurs dans la zone inondable	79
Tableau 6-3: Variation des hauteurs d'eau en utilisant les coefficients de Manning causant le plus de dommages en comparaison avec les coefficients calibrés initiaux	81
Tableau 7-1: Coefficients de Manning obtenus avec des débits inférieurs au débit max	82

Tableau 7-2: Comparaison de la variation des hauteurs d'eau pour 30 et 100 simulations Monte-Carlo	85
--	----

LISTE DES FIGURES

Figure 4-1: Automatic calibration using O.P.P.S_V2 (Hajjout & Mahdi, 2018).....	30
Figure 4-2: Experiment setup for measuring water depths using a mobile bench with fixed sensors	31
Figure 4-3: Bed Materials configurations. (a) Flume bed with gravels of separate classes. (b) Flume bed with crushed stone with upstream and downstream abutments.....	32
Figure 4-4: Flume's bed elevation measurements.....	33
Figure 4-5: Comparison between measured water depths and resulting water profile from HEC- RAS, SRH-2D, Direct step (DS) and Runge Kutta (RK) methods	35
Figure 4-6: Water surface elevation profile obtained using HEC-RAS and Direct step (DS) method	36
Figure 4-7: 2D model of the laboratory flume using SMS for both configurations (a) “Case1” and (b) “Case2”	37
Figure 4-8: Used points for automatic calibration for a flatbed channel	40
Figure 4-9: Ha! Ha! River reach location (modified after Capart & al (Capart et al., 2007))	41
Figure 4-10: Materials distribution in the studied area	42
Figure 4-11: Close-up view of the studied reach with four progressively refined meshes	43
Figure 4-12: Estimated RMSE regarding Mesh size.....	44
Figure 4-13: Water depth sensitivity to Manning's coefficients.....	46
Figure 4-14: Water depth sensitivity to turbulence effects	47
Figure 4-15: SRH-2D and MHYSER water surface elevation comparison using 1D Manning's coefficients	48
Figure 4-16: Obtained water profiles using calibrated « n » values.....	49
Figure 4-17: Ha! Ha! river model in SMS: (a) Regular simulation (b) Aligned river reach.	50
Figure 4-18: Water profile comparison, SRH-2D regular simulation, SRH-2D aligned and MHYSER	51

Figure 4-19: $n_{2D} = f(n_{1D})$	52
Figure 5-1: Richelieu River location map (modified after (Kmusser, 2006; NASA, 2011))	59
Figure 5-2: Land Rover shape file (Géobase, 2000)	60
Figure 5-3: Hydraulic data extracted from hydrometric stations for the studied period (Modified after Paré (2014))	61
Figure 5-4: Used inflow hydrograph from the 2011 annual hydrograph at Fryers' station.....	62
Figure 5-5: Hydraulic model downstream condition at Fryers station - Rating curve.....	62
Figure 5-6: Flowchart of the methodology steps for Floodplain delineation using deterministic and stochastic analysis regarding the intended use.	64
Figure 5-7: Land use for the studied area.....	65
Figure 5-8: Cross-sections distribution in the hydraulic model using WMS	66
Figure 5-9: Floodplain delineation sensitivity to search radius (SR).....	67
Figure 5-10: Monte-Carlo sample (normal distribution) used for the St Paul - Marina land use ..	69
Figure 5-11: Model calibration results, comparison of simulated and observed (Paré 2014)	70
Figure 5-12: Comparison of simulated floodplain maps using (a) NASA image and (b) WMS (May 8 th)	71
Figure 5-13: Probability histogram showing frequency of points with different probability values	72
Figure 5-14: Floodplain probability map for Richelieu River using WMS	73
Figure 5-15: Floodplain extent comparison: Maximum extent (red area); Minimum extent (blue area).....	74
Figure 6-1 : Comparaison de l'étendu de la zone inondable entre (a) Image NASA, (b) SMS et (c) WMS pour la journée du 8 Mai 2011	78
Figure 6-2 : Comparaison des niveaux d'eau calculés par SMS et WMS aux niveaux observés dans les stations Rouses Point et Marina.....	79

Figure 6-3 Comparaison des limites de cartes déterministes en utilisant le tirage de « n » causant le plus de dommages et les coefficients calibrés : (a) 7 ^{ème} jour de simulation; (b) 10 ^{ème} jour de simulation.....	80
Figure 7-1: Variation du coefficient de Manning en fonction du débit	83
Figure 7-2: Distribution des échantillons de coefficient de Manning	85

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

1D	Unidimensionnel
2D	Bidimensionnel
D_i	Diamètre du tamis laissant passer i % des sédiments(m)
e	Terme source (m/s)
G	Accélération gravitationnelle/de la pesanteur (m/s^2)
g_i	Composantes de l'accélération de la pesanteur (m/s^2)
h	hauteur/profondeur d'eau (m)
J_e	Pente d'énergie
J_f	Pente de fond
k	Énergie cinétique turbulente (m^2/s^2)
n	Coefficient de Manning ($m^{-1/3} \cdot s$)
n_0	Valeur « n » de base pour un canal droit, uniforme et lisse
n_1	Facteur d'ajustement pour l'effet d'irrégularité de surface
n_2	Facteur d'ajustement pour l'effet de variation de forme et de taille de la section transversale du canal
n_3	Facteur d'ajustement pour l'obstruction
n_4	Facteur d'ajustement pour la végétation
n_5	Facteur de correction pour les canaux présentant des sinuosités
N	Nombre de Mesure/Simulation
p	Pression (Pa)
Q	Débit (m^3/s)
R_{av}	Rayon hydraulique (m)
$s_{\bar{x}}$	Déviation standard d'une série de mesures

$t_{n-1; \alpha/2}$	Coefficient de Student avec n-1 degré de liberté
T	Contrainte turbulente (m^2/s^2)
τ	Contrainte de cisaillement (Pa)
U_{av}	Vitesse moyenne (m/s)
u, v et w	Composantes de la vitesse suivant $\vec{i}, \vec{j}$ et $\vec{k}$ dans le repère (O, x, y, z) (m/s)
x	Valeur expérimentale
x_i	Valeur mesurée
$\bar{x}$	Valeur mesurée moyenne
$x_{t,i}, y_{t,i}$	Coordonnées x et y du Thalweg
α	Coefficient de viscosité turbulente
α_i	Coefficient de vitesse
β	Angle de rotation (degrés)
ΔE	Variation d'énergie (kg/m^3)
Δh	Perte de charge (m)
Δx	Incertitude d'une Valeur expérimentale
Δx	Variation spatiale suivant la direction x
μ	Viscosité dynamique (N. s/m ²)
ϑ_0	Viscosité cinématique de l'eau (m^2/s)
ϑ_t	Viscosité turbulente (m^2/s)
ρ	Masse volumique (kg/m^3)

LISTE DES ANNEXES

Annexe A – Article de conférence	97
Annexe B – Guide d'utilisation d'O. P. P. S_V2.....	103
Annexe C – Guide d'utilisation de WMS	112
Annexe D – Monte-Carlo.....	114
Annexe E – Fichier complémentaire à l'article 1.....	116

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Contexte

La modélisation est le résultat du besoin irrépressible de l'homme de connaître et de concevoir une image préalable des événements futurs. De nos jours, la modélisation numérique est utilisée pour prévoir le comportement physique réel. En fait, la modélisation ne peut pas prétendre à une précision absolue, toutefois, elle permet une bonne approximation de la réalité si elle compose avec les incertitudes inhérentes au modèle. Elle requiert une compréhension du phénomène impliqué ainsi que la prise en compte de toutes les incertitudes, allant des hypothèses aux précisions des données, en passant par les outils utilisés. Pour les acteurs dans le domaine de protection contre les inondations, l'enjeu est de taille, depuis que les effets des changements climatiques (CC) sont à l'actualité (Pachauri et al., 2014). Le réchauffement global entraîne des fontes de neiges rapides, des événements de pluies extrêmes ainsi qu'une montée générale des niveaux d'eau, ce qui fait que les épisodes d'inondations sont de plus en plus nombreux, notamment au Québec. Depuis, les pluies diluviennes de juillet 1996 qui ont causé le déluge du Saguenay, le gouvernement du Québec a mis au point plusieurs mesures préventives afin d'assurer la sécurité des personnes et des biens lors de ces événements dramatiques. Parmi ces mesures figure le programme de détermination des cotes de crues de récurrences (PDCC), établi en août 1998, depuis, plusieurs efforts sont déployés dans le secteur de détermination et de délimitation des zones inondables.

La réalisation des cartes de zones inondables repose sur des études hydrologiques et hydrauliques. Compte tenu de la nature incertaine de données utilisées en modélisation hydrologique et hydraulique (en l'occurrence la rugosité), il est impératif de se pencher sur la question de l'effet des incertitudes sur les résultats de modélisation. L'idée fondamentale est de minimiser les risques d'incertitudes dans les modèles de prévision. En effet, l'existence d'incertitudes ne rend pas le modèle invalide, mais il est primordial d'en tenir compte dans le processus de modélisation et d'analyse des résultats. Il va sans dire qu'un modèle précis aura des retombées sociales et économiques très importantes.

Dans cette quête de précision, la simulation des ondes de crue se fait désormais par modélisation numérique multidimensionnelle. En effet, l'approche unidimensionnelle utilisée dans les anciennes études (Horritt & Bates, 2002; Mahdi & Marche, 2003), est justifiée par le fait que les rivières sont

encaissées et/ou que ces études s'intéressent à de longs tronçons. Cependant, cette approche devient approximative dans le cas de crues largement débordantes, qui nécessitent le recours à une modélisation bidimensionnelle.

Le présent projet de recherche, met en lumière les différences entre les modèles hydrauliques 1D et 2D, en s'intéressant à la prise en compte des incertitudes liées à l'estimation de la rugosité, en particulier, dans le cadre de la modélisation des inondations.

La rugosité, en mécanique des fluides, exprime la dissipation d'énergie et de la quantité de mouvement, qui ne sont pas comptabilisées explicitement dans les modèles simplifiés ou discrets utilisés dans les calculs en ingénierie hydraulique (Morvan, Knight, Wright, Tang, & Crossley, 2008). Ainsi la rugosité permet de représenter les processus physiques omis. Dans le cas des équations de Navier-Stokes, la représentation de la rugosité par un paramètre n'est pas nécessaire vu que la traînée et la force de cisaillement sont exprimées explicitement (Morvan et al., 2008). Le concept de la rugosité n'a pas une définition précise, en termes de modélisation, sa définition est étroitement liée à la nature du modèle utilisé, ce qui rend son estimation très subjective. Pour les modèles hydrodynamiques à surface libre, la rugosité est généralement représentée par le coefficient de Manning. Bien que les modèles bidimensionnels offrent une meilleure précision (Lai, 2009) par rapport aux modèles unidimensionnels, celle-ci peut être questionnée lorsque le coefficient « n » utilisé est le même que celui des modèles unidimensionnels, surtout que le facteur de friction ne représente pas les mêmes processus dans les modèles 1D et 2D (Bratton, 2017; Deal, 2016).

1.2 Objectifs de recherche

L'objectif de cette thèse est de prendre en compte les incertitudes liées à la modélisation de rugosité dans les modèles hydrodynamiques bidimensionnels, en représentant le plus fidèlement possible les conditions d'écoulement réelles. Pour ce faire, le présent projet de recherche a été étalé sur deux études pilotes. La première étude traite de la possibilité d'un transfert des connaissances développées avec les modèles unidimensionnels pour les réutiliser dans la modélisation bidimensionnelle, en explorant la piste d'une corrélation entre les coefficients de Manning des modèles 1D et 2D. Une approche qui a tout son intérêt dans le cas où les données de calibration et/ou de validation sont disponibles. La deuxième étude porte sur la comparaison des résultats de

délimitation des zones inondables par des simulations déterministes et stochastiques, basées sur une analyse de type Monte-Carlo, pour les modèles 1D et 2D.

Ainsi, l'aboutissement du présent projet de recherche passe par l'atteinte des trois objectifs suivants:

- Investiguer la corrélation entre les valeurs des coefficients de Manning pour les mêmes données de calibration de modèles 1D et 2D.
- Identifier les incertitudes liées au coefficient de Manning lors de la modélisation hydrodynamique uni- et bidimensionnelles.
- Formuler des recommandations à l'attention des ingénieurs et praticiens à propos de l'estimation des valeurs du coefficient de Manning pour les modèles 2D.

1.3 Structure de la thèse

Cette thèse est rédigée par articles et comporte 8 chapitres. Le chapitre 1 présente une introduction à la problématique, une revue critique de l'état de l'art et la limite des connaissances liées au projet de recherche sont, ensuite, présentées au chapitre 2, afin de positionner ce travail à ces prédécesseurs. Les chapitres 4 et 5 présentent la stratégie méthodologique ainsi que la contribution originale de cette thèse, à savoir deux articles de revues, soumis. Le chapitre 6 expose des résultats complémentaires. Finalement, avant de conclure, le chapitre 7 présente une discussion générale des résultats obtenus.

CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE

Dans ce chapitre, tous les aspects rattachés au présent projet de recherche sont documentés, notamment une liste non exhaustive des méthodes employées pour l'estimation du coefficient de Manning ainsi qu'un descriptif des techniques utilisées pour la caractérisation des incertitudes dans les modèles hydrodynamiques à surface libre, avec une attention particulière au cas des inondations.

2.1 Modélisation hydraulique 1D/2D

La modélisation hydrodynamique, à surface libre, requiert le choix de l'outil de travail adéquat, cela nécessite, entre autres, des connaissances avancées en hydraulique et une bonne maîtrise des méthodes utilisées lors de la simulation. Le choix de type de modèle (1D, 2D ou 3D) se fait en fonction de la nature du système à modéliser. Généralement, pour la modélisation des écoulements fluviaux, c'est les modèles unidimensionnels qui sont d'usage, parmi ces modèles commercialisés et largement utilisés : HEC-RAS, ISIS, MIKE II, ...etc. L'analyse unidimensionnelle consiste à considérer la rivière (ou le canal) comme une succession de sections perpendiculaires à l'écoulement, cette modélisation peut être admise dans certaines conditions, si la vallée est longue (Lai, 2009), étroite et si l'objectif de l'étude est de trouver les caractéristiques de l'onde de crue sur un long tronçon. Toutefois, ces modèles peuvent être imprécis lorsqu'il s'agit de prédire la vitesse dans les sections transversales, vu qu'ils négligent les composantes locales de la vitesse autres que celle de la direction de l'écoulement (Graf, 2000). Cependant, dans un cas de crue extrême, comme celui de rupture de barrage par exemple, où la vallée s'élargit considérablement en aval et une zone est susceptible d'être inondée, l'analyse bidimensionnelle s'impose. L'approche bidimensionnelle fait appel à des modèles numériques qui utilisent généralement les méthodes des éléments finis ou volumes finis pour la résolution des équations de Barré Saint Venant (2D). Ces méthodes requièrent, toutefois, une discrétisation spatiale et temporelle appropriée, pour que les schémas numériques soient stables et consistants.

Dans un modèle bidimensionnel, le maillage est adapté grâce à un préprocesseur en fonction de la variabilité du milieu (Hingray, Picouet, & Musy, 2009). Toutefois, en présence de nombreuses singularités, une modélisation propre à chacune d'elles est nécessaire pour une meilleure précision, d'autant plus, certaines singularités peuvent ne pas être modélisable. Les données requises pour ce

type de modèles sont principalement : la topographie (décrite par la technique LIDAR, par exemple) les paramètres hydrauliques des zones d'écoulement (bathymétrie, rugosité), les ouvrages spéciaux et singularités hydrauliques (Hingray et al., 2009). Parmi les logiciels bidimensionnels commerciaux utilisés : SRH-2D, Hydro-As-2D, TELEMAC 2D, TUFLOW... etc. Cependant, ces logiciels ne permettent pas généralement de prédire ou de calculer les écoulements secondaires. Aussi, les modèles 3D, plus complexes, permettent de mieux modéliser les effets de turbulence et d'écoulement secondaire, ces modèles sont utilisés pour l'écoulement sur des structures ou pour des systèmes fluviaux complexes, où les équations de Navier-Stokes sont utilisées. Les modèles 3D, qui se basent sur les principes de mécanique des fluides numériques (Wright, 2001) sont plus d'usage dans le cadre de la recherche scientifique, mais peuvent être utilisés pour des modélisations à petite échelle (Passe à poisson, écoulement sur un seuil par exemple).

Tout écoulement est décrit par les équations de conservation de la masse (continuité) et de la quantité de mouvement. La modélisation de l'écoulement d'un fluide incompressible et homogène se fait communément par les équations de Navier-Stokes. C'est des équations non linéaires qui peuvent être utilisées dans l'approximation des milieux continus. Les équations de Navier Stokes ((2-1) à (2-4)) représentent la conservation de la quantité de mouvement.

Continuité:

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0 \quad (2-1)$$

Quantité de mouvement:

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} = g_x - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \mu \frac{\nabla^2 u}{\rho} \quad (2-2)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} = g_y - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} + \mu \frac{\nabla^2 v}{\rho} \quad (2-3)$$

$$\frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} = g_z - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + \mu \frac{\nabla^2 w}{\rho} \quad (2-4)$$

Avec, u , v et w les composantes de la vitesse suivant $\vec{i}$, $\vec{j}$ et $\vec{k}$ dans le repère (O, x, y, z) , g_i les composantes de l'accélération de la pesanteur, μ la viscosité dynamique et p la pression.

La plupart des cours d'eau sont profonds et l'effet des mouvements verticaux est négligeable (Lai, 2008), dès lors, les équations 3D de Navier-Stokes peuvent être verticalement moyennées sur la hauteur, en négligeant la composante verticale de la vitesse. Ainsi, elles sont réduites aux équations bidimensionnelles de Saint Venant, résolues, généralement, par la méthode de volume fini qui permet la conservation de la masse et de la quantité de mouvement dans chaque cellule (Chaudhry, 2007; Godunov, 1959).

Dans le cadre du présent projet de recherche, nous nous intéressons principalement à la modélisation uni- et bidimensionnelle. La modélisation 1D est faite par deux logiciels de modélisation, HEC-RAS (5.0.3) et MHYSER (1.0), tandis que la modélisation 2D est effectuée par SRH-2D (3.2.0). Le choix de ces logiciels est dû à la nature des phénomènes à simuler et leurs capacités à les reproduire avec la plus grande précision, en résolvant les équations décrivant le phénomène étudié. Les sections suivantes permettent de retracer les particularités de chaque modèle numérique.

2.1.1 HEC-RAS

HEC-RAS, Hydrologic Engineering Centers River Analysis System, est un logiciel de simulation largement utilisé par les hydrauliciens, il a été développé par le corps des ingénieurs de l'armée américaine (USACE). L'outil permet, entre autres, d'évaluer les débits et hauteurs d'eau sur l'ensemble des sections d'un canal ou rivière, pour des données d'écoulement (simulation d'écoulement permanent), ou après avoir entré un hydrogramme de crue (écoulement non permanent) (Brunner, 1995). Les données nécessaires pour réaliser les calculs sont répertoriées dans plusieurs catégories : données géométriques, données d'écoulement permanent, données sur les sédiments et la qualité d'eau. Les données géométriques sont nécessaires pour n'importe quelle analyse sous HEC-RAS, pour les autres données, c'est au cas par cas (les données d'un écoulement permanent sont utiles pour une simulation d'écoulement permanent par exemple). À l'extrême amont de tous les tronçons qui ne sont pas connectés à d'autres ou à des zones de stockage, il faut considérer les conditions limites amont. Il s'agit d'un hydrogramme de débit en fonction du temps,

puis à l'extrême aval il faut considérer une condition limite aval, hydrogramme de niveau d'eau ou de débit, ou une profondeur uniforme.

HEC-RAS, en 1D¹, résout les équations de Saint Venant pour lier les hauteurs d'eau aux débits. Les équations de départ sont celles de Navier-Stokes qui sont ensuite simplifiées en fonction du modèle du cours d'eau à simuler.

Pour un écoulement permanent, la principale équation résolue est l'équation d'énergie (2-5) :

$$z_1 + h_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} = z_2 + h_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \Delta h \quad (2-5)$$

h_i étant la hauteur d'eau à la section considérée (i), z_i , la hauteur du fond, V_i , la vitesse moyenne, α_i , le coefficient de vitesse et Δh la perte d'énergie.

L'équation d'énergie est calculée d'une section transversale à l'autre. Ensuite, la perte d'énergie est calculée en tenant compte de la friction et des contractions/expansions (Brunner, 1995). Toutefois, vu que l'hypothèse de permanence de l'écoulement n'est généralement pas représentative de la réalité, l'utilisation de ce mode se réduit à des cas simples.

Les lois physiques qui gouvernent l'écoulement non permanent, sous HEC-RAS, dans un tronçon sont : le principe de conservation de la masse – continuité, et le principe de conservation de la quantité de mouvement.

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial S}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0 \quad (2-6)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial(VQ)}{\partial x} + gA \left(\frac{\partial z}{\partial x} + J_e \right) = 0 \quad (2-7)$$

Avec x , distance le long du canal, t , temps, Q , débit, A , aire de la section transversale, S , aire de stockage hors du chenal, q_l , débit latéral par unité de distance, z , hauteur du fond, J_e , pente d'énergie et V , vitesse moyenne.

¹ Les versions récentes permettent la modélisation en 2D également

Ces équations ont d'abord été exprimées mathématiquement par des dérivées partielles (Liggett, 1975). En expansion aux travaux de Fread (1976) et Smith (1978), Barkau (1982) a manipulé les équations, désormais approximées par un schéma de différence finie implicite, en définissant un nouvel ensemble d'équations plus convenables au calcul informatique. Les équations dérivées par Barkau (1982) sont à la base des solutions d'écoulement non permanent dans le logiciel HEC-RAS (Brunner, 1995).

La méthode de résolution des équations de l'écoulement non permanent unidirectionnel est le schéma implicite à quatre points (« *Box Scheme* »). Pour ce schéma les dérivées spatiales et les valeurs des fonctions sont évaluées dans des points intérieurs. Il s'agit d'un système d'équations simultanées. Ainsi, toute l'information au complet sur le tronçon influence la solution en chaque point. Par conséquent, les pas de temps utilisés peuvent être relativement plus grand que dans le cas d'un schéma explicite. Bien que les schémas implicites soient théoriquement plus stables que leurs homologues explicites, certains paramètres peuvent compromettre la stabilité du schéma numérique (Changement abrupt de la section transversale, structures hydrauliques complexes). Ainsi, toute application doit être accompagnée par une étude de sensibilité.

2.1.2 MHYSER

Le logiciel hydro sédimentaire MHYSER1.0, Model for the HYdraulics of SEDiments in Rivers, version 1.0, a été développé par le professeur Mahdi (Mahdi, 2009). À l'instar du logiciel GSTARS (Generalized Sediment Transport model for Alluvial River Simulation), développé par U.S. Bureau of Reclamations par Chih Ted Yang, Albert Molinas et Fransico J. M. Simoes (Yang & Simoes, 2002), l'outil permet de modéliser les écoulements en rivières ainsi que le transport des sédiments. Ainsi, MHYSER 1.0 concorde avec GSTARS 3.0 en matière de description, théories et équations utilisées comme le décrit son manuel d'utilisation (Yang & Simoes, 2002). Toutefois, quelques améliorations importantes par rapport à GSTARS ont été ajoutées notamment l'élimination des erreurs numériques générées par GSTARS 3.0 lors de l'utilisation du système métrique.

MHYSER 1.0 utilise une approche découplée pour la modélisation (Mahdi, 2009), c'est-à-dire que pour chaque pas de temps, le modèle commence d'abord par le calcul de la ligne d'eau en supposant que le fond est fixe, ensuite il effectue le calcul sédimentaire en figeant les paramètres hydrauliques retrouvés au niveau de la première étape. Le calcul de la ligne d'eau se fait par la méthode des tronçons standard décrit par (Henderson, 1996), que ce soit pour l'écoulement fluvial torrentiel ou

critique. Ensuite, l'usage des tubes de courant combiné à la simplicité de résolution des équations décrivant l'écoulement unidimensionnel permet de simuler un écoulement bidimensionnel, voire tridimensionnel. En effet, MHYSER permet d'effectuer des modélisations quasi permanentes, en approchant l'hydrogramme par des paliers de débits constants avec des sauts. En outre, MHYSER 1.0 permet de prédire les variations d'un canal (latéral ou vertical du fond) en intégrant la théorie de minimisation d'énergie, développée par Yang (1992).

MHYSER utilise les équations de continuité et d'énergie, lorsqu'il n'y a pas de changement dans le régime d'écoulement et l'équation de quantité de mouvement avec la continuité lorsque le régime passe du torrentiel au fluvial ou inversement.

2.1.3 SRH-2D

SRH-2D, Sedimentation and River Hydraulics – Two-Dimensional, développé par US Bureau of Reclamation (USBR), permet de résoudre les équations dynamiques 2D de Saint Venant avec la méthode des volumes finis (Lai, 2008). Un maillage hybride peut être utilisé (triangulaire et quadratique), ce qui permet d'avoir un bon compromis entre la demande de calcul et la précision. En outre, SRH-2D permet de traiter les écoulements permanents et non permanents. SRH-2D est téléchargeable gratuitement sur le site de USBR.

L'environnement de travail (Délimitation des zones à l'étude et création de maillage) et la visualisation des résultats de calcul se font avec SMS (Surface-Water Modelling System) d'AQUAVEO qui dispose d'une interface graphique. SMS permet l'intégration de plusieurs solveurs de calcul (SRH-2D entre autres). L'interface est très conviviale et toutes les démarches sont incluses dans cette interface. Une fois le maillage réalisé, la simulation est réalisée avec un solveur indépendant. SMS permet de visualiser les résultats en trois dimensions, ce qui permet de voir les résultats en tout point du domaine. Cependant, il faut acquérir la licence de SMS auprès d'AQUAVEO.

Le logiciel SRH-2D permet également de modéliser les cours d'eau, en résolvant les équations de Saint Venant (pour chaque élément fini) (Lai, 2008) décrite par les équations (2-8), (2-9) et (2-10) :

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hu}{\partial x} + \frac{\partial hv}{\partial y} = e \quad (2-8)$$

$$\frac{\partial hu}{\partial t} + \frac{\partial hu u}{\partial x} + \frac{\partial hvu}{\partial y} = \frac{\partial hT_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial hT_{xy}}{\partial y} - gh \frac{\partial z}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho} + D_{xx} + D_{xy} \quad (2-9)$$

$$\frac{\partial hv}{\partial t} + \frac{\partial huv}{\partial x} + \frac{\partial hvv}{\partial y} = \frac{\partial hT_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial hT_{yy}}{\partial y} - gh \frac{\partial z}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho} + D_{yx} + D_{yy} \quad (2-10)$$

Le calcul de la friction (équation (2-11)) se fait en se basant sur l'équation de Manning.

$$\begin{pmatrix} \tau_{bx} \\ \tau_{by} \end{pmatrix} = \rho C_f \begin{pmatrix} u \\ v \end{pmatrix} \sqrt{u^2 + v^2} \quad (2-11)$$

Avec :

$$C_f = \frac{gn^2}{h^{1/3}} \quad (2-12)$$

Les contraintes turbulentes sont estimées en utilisant les équations de Boussinesq (2-13) (2-14) et (2-15):

$$T_{xx} = 2(\vartheta + \vartheta_t) \frac{\partial u}{\partial x} - \frac{2}{3}k \quad (2-13)$$

$$T_{xy} = (\vartheta + \vartheta_t) \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \quad (2-14)$$

$$T_{yy} = 2(\vartheta + \vartheta_t) \frac{\partial v}{\partial y} - \frac{2}{3}k \quad (2-15)$$

Où h est la profondeur de l'eau, u et v les composantes de vitesse, e est un terme source, T , est la contrainte turbulente, τ , la contrainte de cisaillement, g l'accélération gravitationnelle, ρ la masse volumique, ϑ_0 la viscosité cinématique de l'eau, ϑ_t la viscosité turbulente et k l'énergie cinétique turbulente.

2.2 Paramètres de modélisation- Coefficient de Manning

L'un des paramètres majeurs qui sont généralement inconnus lors de la modélisation fluviale est la rugosité du lit, celle-ci dépend étroitement du type d'écoulement, ce qui rend son estimation très subjective. L'impact des paramètres des modèles varie en fonction de l'échelle considérée. Le

coefficient de Manning « n » est le paramètre utilisé pour la prise en compte de l'effet de rugosité, son unité est « $m^{-1/3} \cdot s$ ». Le coefficient de Manning dépend de la couverture du sol, sa détermination fait l'objet de plusieurs études empiriques (Coon, 1998; Henderson, 1996; Te Chow, 1959). Compte tenu du besoin accru de valeurs représentatives et précises, de nombreux travaux ont été effectués pour estimer ce paramètre. Quelques approches des plus populaires sont décrites dans cette section.

La pratique la plus courante consiste à utiliser des “photographies calibrées” et des tableaux (Barnes, 1967; Te Chow, 1959) basés sur des cours d'eau documentés pour prédire la valeur de rugosité. Cependant, cette méthode est très subjective vu qu'elle repose sur le jugement et l'expérience de l'utilisateur. Cowan (1956) a proposé des facteurs d'ajustements du coefficient de Manning en tenant compte de plusieurs caractéristiques qui peuvent influencer la rugosité « n », l'équation (2-16) décrit la méthode de Cowan :

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)n_5 \quad (2-16)$$

avec n_0 , la valeur n de base pour un canal droit, uniforme et lisse, n_1 , le facteur d'ajustement pour l'effet d'irrégularité de surface, n_2 , le facteur d'ajustement pour l'effet de variation de forme et de taille de la section transversale du canal, n_3 , le facteur d'ajustement pour l'obstruction, n_4 , le facteur d'ajustement pour la végétation, et n_5 , le facteur de correction pour les canaux présentant des sinuosités.

Cette approche ne demeure pas moins subjective. D'autres méthodes empiriques sont utilisées pour estimer le coefficient de Manning en connaissant des diamètres spécifiques de Grain, comme la formule de Meyer--Peter et Müller (French, 1985; Te Chow, 1959) (2-17):

$$n = \frac{D_{90}^{1/6}}{26} \quad (2-17)$$

avec D_{90} , diamètre du tamis laissant passer 90 % des sédiments (m),

ou la formule de Strickler (French, 1985; Te Chow, 1959) (2-18):

$$n = \frac{D_{50}^{1/6}}{21.1} \quad (2-18)$$

avec D_{50} , diamètre médian (m).

Il existe différentes formules (French, 1985; Henderson, 1996; Subramanya, 1982; Te Chow, 1959), le choix de l'une ou de l'autre dépend de plusieurs facteurs relatifs à la granulométrie (étroite ou étalée) et à la forme du fond mobile (présence de dunes). Outre les formules empiriques, certaines formules approximatives permettent l'estimation rapide et fiable du coefficient « n » en s'appuyant sur des données observées (débit, géométrie), notamment la méthode de pente d'énergie.

Cependant, même avec ces références, il peut être difficile de dire si un champ de culture doit avoir un coefficient de Manning de 0,025 ou 0,030. De plus, la rugosité d'un canal n'est pas un paramètre constant, elle varie en fonction de la profondeur d'eau, ce qui entraîne une variabilité des vitesses et des profondeurs d'eau, ce qui peut influencer directement, dans le cas d'une inondation, l'étendue de la plaine inondable. Ainsi, le choix du coefficient de Manning a un grand impact sur les résultats de modélisation (De Doncker et al., 2009).

D'autre part, la valeur effective de la rugosité, dépend du modèle de résolution et de la dimension de l'écoulement (Morvan et al., 2008). En fait, les modèles 1D et 2D ne fonctionnent pas de la même manière, pour les modèles unidimensionnels, comme HEC-RAS, les pertes dues à la turbulence sont prises en compte en utilisant les coefficients d'expansion et de contraction ainsi que des coefficients correcteurs du coefficient de Manning, tandis que pour les modèles bidimensionnels, comme SRH-2D, des modèles de turbulence sont utilisés (modèle parabolique, $K-\epsilon$...). Ainsi, la définition de la rugosité, et donc les effets représentés par le coefficient de Manning varient d'un modèle à un autre. Par exemple, les valeurs du coefficient de Manning dans un modèle 1D sont utilisées pour un cours d'eau à méandres, pour représenter l'effet de la sinuosité ce qui ferait augmenter la valeur du coefficient par 30% (Morvan et al., 2008; Te Chow, 1959). Pour un modèle 2D, la perte d'énergie est prise en compte vu que la plateforme 2D visualise les sinuosités. Ainsi, pour un modèle calibré d'un même tronçon, le coefficient de Manning utilisé dans le modèle 1D sera différent de celui du modèle 2D, vu que le facteur de friction ne représente pas les mêmes processus. De même, un modèle 2D ne permet pas de visualiser les écoulements secondaires explicitement (Hsieh & Yang, 2003), et la rugosité doit être ajustée pour compenser l'effet de ces processus, qui peuvent, par contre, être modélisés explicitement en 3D (C. A. Wilson, Stoesser, Olsen, & Bates, 2003; C. A. M. E. Wilson, Boxall, Guymner, & Olsen, 2003).

2.3 Calibration des coefficients de Manning

Dans les deux types de modélisation (1D/2D), l'estimation des coefficients de Manning se fait dans un premier temps en se basant sur l'association de photos/références tabulées (Te Chow, 1959). Ensuite, les coefficients sont calibrés, de façon à retrouver les données réelles de terrain de référence (bathymétrie, vitesses...). Toutefois, vu que les modèles 1D sont les plus anciens, les connaissances développées et les références existantes sont nombreuses, ce qui peut faciliter le travail de calibration, tel n'est pas le cas pour leurs homologues 2D. En fait, le problème de calibration est un problème d'optimisation, où il s'agit de minimiser les écarts entre le modèle et les observations réelles. En modélisation hydrodynamique, le processus de calibration est complexe, vu que le problème est non linéaire. La tâche devient d'autant plus difficile vu que pour une rivière donnée, il y a plusieurs zones (modèles 2D) ou tronçons (modèles 1D) de rugosités différentes. La calibration peut être faite manuellement, toutefois, le processus est long et fastidieux en raison de sa nature répétitive. De plus, les résultats peuvent varier d'un utilisateur à un autre (Pappenberger, Beven, Horritt, & Blazkova, 2005), ainsi, un recours à la calibration automatique s'impose. Des logiciels spécialisés comme PEST « Parameters ESTimation », qui s'appuie sur l'algorithme de Gauss-Marquardt-Levenberg, permettent de minimiser la fonction objective en recherchant le minimum global. Toutefois, l'utilisation de PEST peut se révéler complexe, notamment pour la préparation des fichiers d'entrées ainsi que pour l'automatisation du processus de lancement du modèle, ainsi des études antérieures (Simon Deslauriers, 2017; Lepage, 2017; McKibbin & Mahdi, 2010) ont été menées pour créer des outils conviviaux reposant sur PEST, notamment l'outil O.P.P.S qui a été mis à jour pour apporter des améliorations à l'outil et s'adapter à la version 3 de SRH-2D (Hajjout & Mahdi, 2018).

2.3.1 PEST

PEST (Paramètre Estimation software) est un logiciel qui effectue la calibration automatique et l'analyse de sensibilité de tout fichier (entrée/sortie) de format binaire ou texte (Doherty, 1994). Sa plateforme d'usage fait qu'il peut être exécuté avec plusieurs types de modèles, et dans divers domaines (hydraulique, hydrologique...etc.). La souplesse en termes d'utilisation du logiciel permet à celui-ci d'adapter le processus de calibration aux besoins du modèle plutôt que l'inverse. Ainsi sa méthode de calibration unique, robuste et efficace (Doherty, 2008) lui confère un grand succès auprès des modélisateurs. L'utilisateur désigne les paramètres à ajuster ainsi que les valeurs

observées réellement, et PEST se charge d'exécuter plusieurs simulations pour avoir un modèle fidèle à la réalité.

PEST est un outil indépendant, relativement simple d'usage et efficace pour la calibration des modèles hydrodynamiques 2D.

La calibration automatique sous PEST utilise trois types de fichiers : *template*, *instruction* & *control file*.

- Les fichiers Template jouent le rôle de fichier modèle, un pour chaque fichier d'entrée sur lequel les paramètres sont identifiés.
- Les fichiers d'instruction permettent pour chaque fichier de sortie du modèle d'identifier les observations générées par le modèle.
- Les control files ou fichier de contrôle, permettent à PEST de reconnaître les noms des fichiers template, des fichiers d'instructions, les noms des fichiers d'entrée et de sortie, la taille du problème, les variables de contrôle, les valeurs initiales des paramètres, les valeurs de mesure et de poids, etc.

PEST prend le contrôle du logiciel de modélisation numérique et commence par créer une image du fichier d'entrée du modèle. Cette image est ensuite modifiée de façon itérative, selon une série d'instructions fournie par l'utilisateur, en faisant varier la valeur des paramètres de calage identifiés. À chaque itération, PEST exécute le logiciel de modélisation et observe les résultats générés dans le fichier de sortie. À la fin de la procédure, il fournit la combinaison optimale des paramètres de calibration générant le plus faible écart entre les résultats obtenus et les résultats désirés (Doherty, 2008).

2.3.2 O.P.P.S

O.P.P.S (Optimisation Program by PEST for SRH-2D) a été développé par Deslauriers et Mahdi (2018), c'est un outil permettant d'automatiser le processus de calibration, qui peut être utilisé pour tout modèle de rivière basé sur SRH-2D (Version 2). O.P.P.S présente une interface graphique conviviale, le programme est autonome et renvoie les résultats avec les paramètres optimisés pour la simulation. Dans une perspective d'amélioration des résultats de calibration, l'outil a été mis à

jour, O.P.P.S_V2² (Hajjout & Mahdi, 2018). Cette deuxième version est adaptée à la troisième version de SRH-2D qui utilise trois fichiers d'entrée, à savoir: ". srhydro", ". srhmat" et "srhgeom". Comme pour sa première version, l'outil vérifie la validité des données fournies et crée les fichiers nécessaires à l'exécution de PEST. Ainsi, les fichiers de modèle, d'instruction et de contrôle PEST sont créés automatiquement par O.P.P.S_V2. Dès lors, les fichiers requis pour lancer PEST sont prêts et O.P.P.S_V2 exécute PEST à l'aide d'un script pour lancer automatiquement le programme. O.P.P.S_V2 exécute le modèle SRH-2D jusqu'à ce que les critères de terminaison de la fonction d'erreur soient atteints. L'outil est programmé par défaut pour interrompre le processus d'optimisation lorsque la variation des paramètres à calibrer est inférieure à 1% pendant trois itérations successives.

Ainsi, le modèle converge vers une solution ayant le plus faible écart entre les résultats du calcul et les observations. Naturellement, la précision des observations utilisées pour la calibration a une répercussion directe sur la qualité de calibration.

2.4 Incertitudes en modélisation hydraulique

Avec l'essor technologique, la modélisation hydraulique s'est imposée comme une pratique incontournable dans les sciences d'ingénieur. La construction d'un modèle capable de décrire un système physique réel requiert un choix judicieux des paramètres d'entrée. Or, l'acquisition de données précises est d'une grande difficulté en pratique, ce qui rend ces modèles entachés d'imprécisions et d'incertitudes. Ainsi, l'analyse d'incertitude se positionne comme une étape essentielle pour augmenter la fiabilité du modèle implémenté. Bien que l'analyse d'incertitudes soit considérée comme une bonne pratique scientifique, celle-ci n'est pas adoptée par tous les modélisateurs hydrauliques que ce soit pour des raisons de coût ou de compréhension des méthodes (Pappenberger & Beven, 2006). Un large éventail d'études a été réalisé sur les méthodes d'estimation de l'incertitude et d'analyse de sensibilité ainsi que leurs applications en hydraulique, en hydrologie et en ressources en eau. Cette section se veut une synthèse, non exhaustive, des méthodes actuelles d'évaluation de l'incertitude dans les modèles hydrauliques. Différents travaux

² L'annexe A présente un article de conférence publié qui présente l'outil O.P.P.S_V2. L'annexe B fournit un guide d'utilisation de l'outil O.P.P.S_V2.

se sont intéressés aux études d'incertitudes ainsi qu'à l'analyse de sensibilité. L'analyse des incertitudes permet au modélisateur d'évaluer la performance et la fiabilité des modèles en associant un intervalle de confiance aux résultats d'un modèle (Zajac, 2010), tandis que l'analyse de sensibilité permet de quantifier l'influence de chaque paramètre d'entrée sur la précision des sorties du modèle. Généralement, il existe deux approches pour l'analyse des incertitudes lors de l'estimation des paramètres d'entrée. D'abord, une approche globale, comme le « Generalized Likelihood Uncertainty Estimation » (GLUE) (Beven & Binley, 1992), cette méthode repose sur l'analyse classique de Monte-Carlo, quand les variables peuvent être décrites par une densité de probabilité. En effet, l'analyse Monte-Carlo présente l'avantage de pouvoir être utilisée pour des modèles non linéaires, aussi complexes soient-ils, cependant, plus le modèle est complexe, plus la simulation devient coûteuse en termes de temps. D'autre part, l'approche locale pour l'évaluation des incertitudes estime l'effet d'une petite variation des paramètres d'entrée autour des valeurs nominales. La sensibilité locale est généralement définie comme la dérivée partielle de la variable de sortie par rapport à un paramètre donné. Les mesures de sensibilité locales sont généralement fixées à un point (valeur de base) où la dérivée est prise. Le choix de la valeur de base dans la plage d'un paramètre peut grandement influencer les résultats de l'analyse de sensibilité, en particulier dans le cas de modèles non linéaires (Zajac, 2010). L'analyse globale, en revanche, explore l'ensemble de la plage potentielle de tous les paramètres d'entrée (incertains) du modèle, elle présente l'avantage d'avoir un champ d'applicabilité plus large (Zajac, 2010). Toutefois, certaines études se sont intéressées à l'utilisation de la sensibilité locale pour l'analyse d'incertitude, en recourant à une méthode basée sur la résolution directe des équations en sensibilité, cette méthode requiert une seule simulation au lieu de plusieurs centaines ou milliers pour la méthode globale classique, ce qui représente un gain de temps considérable, même pour un modèle unidimensionnel. Cependant la méthode n'est valide que si l'écoulement est continu (Delenne, Cappelaere, & Guinot, 2012). En effet, dans le cas du problème de rupture de barrage par exemple, la méthode devrait être améliorée.

Utopiquement, l'analyse d'incertitude devrait évaluer l'effet individuel et combiné de tout paramètre présentant des incertitudes lors de la modélisation hydrologique et hydraulique, afin d'estimer l'incertitude totale à la sortie du modèle. Toutefois, cette démarche peut être très fastidieuse et même impossible en pratique. En effet, les sources d'incertitudes en modélisation hydraulique sont nombreuses, elles peuvent être causées par différentes variables ayant une

importante incidence sur les données d'entrée comme les données topographiques (Bales & Wagner, 2009; Koivumaki et al., 2010), les conditions limites (Pappenberger et al., 2006), les données de calibration ou de validation ainsi que les coefficients de rugosité (Pappenberger et al., 2005). De nombreuses études ont relevé d'importantes incertitudes liées à l'estimation du coefficient de Manning, que ce soit pour l'estimation du débit à partir de l'équation de Manning (Mays & Tung, 2002), ou pour le calcul de la capacité d'une digue (Lee & Mays, 1986) ou dans la propagation des inondations (Aronica, Hankin, & Beven, 1998). En outre, deux types d'incertitudes sont considérés indépendamment pour ce même paramètre de rugosité: l'incertitude spatiale des zones (liée à l'incertitude spatiale des types de couvertures de sol) et l'incertitude des paramètres attribués à chacune des zones (Zajac, 2010).

2.4.1 Délimitation des zones inondables

Aux vues de l'intérêt porté sur les incertitudes liées l'estimation du coefficient de Manning lors de la modélisation des inondations, il faut commencer par définir ce qu'est une zone inondable avant de passer en revue les méthodes utilisées pour sa délimitation ainsi que leurs limites.

Les zones inondables sont des étendues de terres susceptibles d'être immergées en cas de crue par un cours d'eau adjacent, lorsque celui-ci déborde de son lit (CEHQ, 2018). La délimitation de l'étendue de la zone à risque se base sur des données d'élévation (côte d'inondation) pour une récurrence donnée (Smemo, 2004). Ce processus de délimitation passe naturellement par des études hydrologiques et hydrauliques permettant de déterminer les paramètres qui influencent l'étendue de la zone, notamment ceux présentant de grandes incertitudes

Les zones inondables sont généralement déterminées pour les crues de 20 ans et de 100 ans (CEHQ, 2018), les cartes de zones inondables fournissent une distribution spatiale des inondations, ce qui contribue à la prise de décisions lors de la gestion des risques. La délimitation des plaines inondables a évolué au fil des années, en partant d'un processus fastidieux effectué avec des équations hydrauliques et des cartes en papier à un processus automatisé à l'aide de modèles numériques. Actuellement, les ingénieurs utilisent des modèles hydrologiques et hydrauliques, des données numériques d'élévation et des méthodes automatisées pour la délimitation des plaines inondables.

Définir les limites d'une plaine inondable à un seul intervalle de récurrence est une tâche complexe qui requiert une interaction des variables et des modèles. Tout d'abord, un modèle hydrologique détermine le volume de ruissellement dans la plaine inondable, ensuite, un modèle hydraulique calcule les profondeurs d'eau à plusieurs endroits de la plaine inondable. Cependant, il faut procéder avant à une calibration du modèle en se basant sur des profondeurs d'inondation réelles observées (FEMA, 2003, 2016). Finalement, un modèle de délimitation de la plaine inondable interpole les niveaux d'eau calculés avec un modèle numérique de terrain.

Lors de l'utilisation de modèles unidimensionnels, les ingénieurs déterminent l'intersection entre le niveau d'eau et la surface du sol pour chaque section transversale dans une carte topographique. Ensuite, l'étendue de la plaine inondable est évaluée approximativement à partir de toutes les sections transversales. Des chercheurs (Noman, Nelson, & Zundel, 2001; Talbot, Jones, Nelson, & Miller, 1993) ont mis au point des algorithmes capables d'interpoler les niveaux d'eau dans les sections transversales pour déterminer l'étendue de la plaine inondable.

Pour un modèle bidimensionnel, le niveau d'eau est déterminé à chaque point du maillage et l'étendue de la plaine inondable est là où la profondeur de l'eau est nulle - le niveau d'eau est égal à l'altitude.

L'Agence fédérale de gestion des urgences (FEMA) fournit les directives et normes les plus largement utilisées pour les études d'inondation. Toutefois, jusqu'à ce jour ces exigences ne tiennent pas compte des incertitudes. Or, la détermination de la plaine inondable est d'autant plus précise si les sources d'incertitude sont identifiées et leur impact quantifié.

2.4.2 Prise en compte des incertitudes dans les zones inondables

Les méthodes actuelles déterminent une seule ligne montrant les limites d'une plaine inondable, ce qui, naturellement, ne tient pas compte du fait que les paramètres d'entrée des modèles, utilisés pour déterminer la plaine inondable, soient incertains. Des études (Smemoe, 2004) ont évalué l'incertitude dans la délimitation de la plaine inondable en fournissant des outils pour créer deux cartes spatiales: une carte de probabilité d'inondation et une carte de probabilité de dépassement annuel (AEP). L'élaboration de ces cartes nécessite un lien stochastique entre les modèles hydrologiques et hydrauliques, qui permet de délimiter la zone inondable et d'exécuter des

centaines, voire des milliers, de simulations de chacun de ces modèles. Ce lien est l'outil WMS³ (Watershed Modelling System), qui est un environnement complet pour l'analyse hydrologique.

WMS a été développé par le laboratoire de recherche sur la modélisation de l'environnement de l'Université Brigham Young en coopération avec la station d'expérimentation sur les voies navigables du corps de l'armée américaine et est en cours de développement par AQUAVEO LLC. Le système WMS peut être utilisé pour délimiter la plaine inondable en combinaison avec HEC-1 pour l'analyse hydrologique et HEC-RAS pour la modélisation hydraulique 1D. En outre, les coefficients de rugosité de Manning dans HEC-RAS peuvent, entre autres, être modifiés à l'aide de simulations Monte-Carlo ou Latin Hypercube afin de créer un certain nombre de simulations. Les résultats peuvent ensuite être utilisés pour délimiter une série de plaines inondables. La combinaison de toutes les plaines inondables permet d'obtenir une plaine inondable "probabiliste".

2.5 Conclusion

Ce tour d'horizon des approches utilisées pour tenir compte des incertitudes du coefficient de Manning lors de la modélisation hydraulique donne un aperçu de l'état de l'art en la matière. Il apparaît clairement que beaucoup d'efforts ont été déployés dans la modélisation unidimensionnelle, et avec l'émergence des modèles bidimensionnels, il faut redoubler d'efforts pour augmenter la précision des modèles hydrauliques.

À partir de ces informations, il est désormais possible de dresser la méthodologie permettant d'atteindre l'objectif central de cette thèse.

³ L'annexe C fournit un guide d'utilisation de WMS pour la délimitation d'une plaine inondable.

CHAPITRE 3 ORGANISATION DE LA THÈSE

Cette thèse s'articule autour du thème de la prise en compte des incertitudes liées au coefficient de rugosité de Manning en modélisation hydrodynamique. En effet, comme souligné dans le chapitre 1, ce problème revêt une grande importance, particulièrement, dans le domaine de protection contre les inondations. Le chapitre 2 a permis de dresser un portrait assez complet de l'état de l'art des connaissances acquises pour l'estimation des coefficients de Manning, ainsi que des méthodes utilisées pour la prise en compte des incertitudes en modélisation hydrodynamique. Les chapitres 4 et 5 décrivent la stratégie méthodologique adoptée et sont présentés sous la forme de deux articles de journaux soumis. Il s'agit, essentiellement de la contribution originale de cette thèse.

Compte tenu des similarités entre les coefficients de rugosités pour les modèles uni- et bidimensionnels, l'hypothèse d'une potentielle corrélation entre les coefficients de Manning 1D et 2D est explorée dans le chapitre 4. Cet article, intitulé « INVESTIGATING THE POTENTIAL CORRELATION BETWEEN MANNING'S 1D AND 2D COEFFICIENTS: EXPERIMENTAL AND NUMERICAL STUDIES » souligne l'importance du choix des paramètres de rugosité pour une modélisation précise. En effet, l'estimation du coefficient de Manning peut être très subjective, car il ne s'agit pas d'une mesure sur le terrain et son estimation repose sur l'expérience et le jugement du professionnel. Afin de valider/invalidier la prémisse centrale de l'article, deux expériences sont menées. D'abord, en recourant à un environnement contrôlé, où des résultats expérimentaux de laboratoire sont exposés, puis à plus grande échelle, en étudiant le cas de la rivière Ha! Ha! au Québec, Canada. L'article révèle l'absence de corrélation, cependant, il démontre l'efficacité des modèles 2D, par rapport aux modèles 1D, et formule des recommandations quant au choix de coefficients de Manning appropriés en se basant sur la calibration automatique.

Le premier article a montré que les incertitudes dues à l'estimation du coefficient de Manning peuvent être réduites en recourant à la calibration automatique. Cependant l'approche déterministe, visant à estimer/attribuer le coefficient de Manning comme une valeur moyenne, est discutable. Le cas de la délimitation des zones inondables est un exemple concret de la faiblesse de cette démarche qui se fait habituellement en précisant des limites à ligne unique, en rajoutant des marges de sécurité. Cette façon de faire est tout simplement factice. En effet, dans ce cas, il serait plus judicieux d'intégrer les incertitudes des modèles utilisés aux outils de prises de décision, que sont

les cartes de zones inondables. L'exercice de minimisation des incertitudes pourrait alors être transformé en une prise en compte des incertitudes, en présentant des résultats avec des degrés de probabilité. Ainsi, l'analyse est poussée plus dans le chapitre 5, qui présente le deuxième article intitulé « IMPACT OF MANNING'S COEFFICIENT ON FLOODPLAIN DELINEATION USING DETERMINISTIC AND STOCHASTIC APPROACHES: A CASE STUDY OF THE RICHELIEU RIVER FLOOD OF 2011 » où la démarche pour la prise en compte des incertitudes dues à la rugosité lors de la délimitation de zone inondable est présentée. Cette approche repose sur la modélisation des limites probabilistes des plaines inondables comme une fonction des coefficients de Manning pour les modèles 1D.

Le deuxième article a permis d'appréhender l'ampleur du champ d'application de l'analyse stochastique à la modélisation hydrodynamique, plusieurs questions sont soulevées, la plus évidente étant si une plaine inondable probabiliste, délimitée par un modèle 1D, est aussi ou plus exacte que celle délimitée par un modèle 2D. le chapitre 6 porte sur des résultats complémentaires au second article. La discussion sur l'utilisation des cartes de zones inondables est approfondie, en comparant les cartes déterministes pour les modèles 1D et 2D. Grâce au potentiel dévoilé des cartes probabilistes, des recommandations sont exprimées à l'égard de l'usage de cartes probabilistes pour les modèles 2D. Finalement, la section des annexes porte sur des résultats complémentaires aux deux articles présentés qui ont partiellement été présentés lors de conférences.

3.1 Contributions

Ce travail de thèse a ainsi permis de démontrer l'intérêt de recourir à la calibration automatique pour diminuer les incertitudes. Dans cette perspective, l'outil de calibration automatisée O.P.P.S développé par Deslauriers et Mahdi (Simon Deslauriers, 2017) a été amélioré pour donner lieu à la version O.P.P.S_V2. La stratégie méthodologique s'est également appuyée sur des études expérimentales permettant de tester les résultats de corrélation pour un large éventail de configurations de fond. Les données utilisées ayant été objet d'analyse rigoureuse pour en garantir la fiabilité. Finalement, un cadre méthodologique sur l'utilisation de l'outil WMS 11.0 pour l'analyse stochastique basée sur le coefficient de Manning a été fourni. Enfin, ce travail offre des perspectives quant à l'intégration de l'analyse stochastique pour les modèles hydrodynamiques bidimensionnels pour une meilleure quantification des incertitudes, particulièrement pour le domaine de protection contre les inondations.

3.2 Publications

Les publications issues des travaux de recherche effectués sont :

- Hajjout, Nadia, and Tew-fik Mahdi (2018). “Automatic calibration tool for 2D hydrodynamics modeling.” CSCE, Fredericton. 2018 CSCE Annual Conference Annual Conference. Canadian Society of Civil Engineers.
- Hajjout, Nadia, and Tew-fik Mahdi (2019). “Numerical study comparing estimated 1D and 2D manning’s coefficients.” CSCE, Montréal. 2019 CSCE Annual Conference, Montréal. Canadian Society of Civil Engineers.
- Hajjout, Nadia, and Tew-fik Mahdi (2019). “Investigating the potential correlation between Manning’s 1D and 2D coefficients: experimental and numerical studies”. Canadian Journal of Civil Engineering. Submitted.
- Hajjout, Nadia, and Tew-fik Mahdi (2019). “Impact of Manning’s coefficient on floodplain delineation using deterministic and stochastic approaches: a case study of the Richelieu River flood of 2011”. Canadian Journal of Civil Engineering. Submitted.

CHAPITRE 4 ARTICLE 1: INVESTIGATING THE POTENTIAL CORRELATION BETWEEN MANNING'S 1D AND 2D COEFFICIENTS: EXPERIMENTAL AND NUMERICAL STUDIES

(Manuscript under review for possible publication in the Canadian Journal of Civil Engineering)

Nadia Hajjout⁴ Ph.D.c.; Tew-fik Mahdi⁵ Ph.D

4.1 Abstract

Hydrodynamic models critically depend on Manning's n accuracy. In fact, Manning's n characterizes the momentum loss due to friction. However, the definition of Manning's n may differ according to whether 1D or 2D models are used. In fact, Manning's n coefficient may account for additional effects, such as turbulence, flow geometry, materials and other data, when calibrating the model. The effects considered in the calibration of a 1D model, differ from those for a 2D model. This paper aims to enable and assist the practitioner in minimizing the uncertainties associated with the roughness estimation in a 2D model calibration by investigating the possible correlation between Manning's 1D and 2D coefficients. The outcome of this paper is to advise professionals in the field on the selection of the best Manning's coefficient values for 2D models. For this purpose, the authors conducted both physical and numerical experiments, to demonstrate the realism of the results. Manning's coefficients were estimated using three methods: empirical equations, direct step method (slope energy) and automatic calibration. An analytical study was conducted to examine a potential correlation between Manning's 1D and 2D coefficients. The results of this study suggest that automatic calibration, using bounded intervals, is more suitable to estimate 2D Manning's coefficients in terms of the accuracy and efficiency.

⁴ Ph.D. Student, Dept. of Civil, Geological and Mining Engineering, Polytechnique Montréal, 2500 Chemin de Polytechnique, Montreal, QC, Canada H3C 3A7 (corresponding author). E-mail: nadia.hajjout@polymtl.ca.

⁵ Professor, Dept. of Civil, Geological and Mining Engineering, Polytechnique Montréal, 2500 Chemin de Polytechnique, Montreal, QC, Canada H3C 3A7.

Keywords: 1D, 2D Flow; modeling; Automatic calibration; Manning's coefficient; SRH-2D; PEST; MHYSER.; Laboratory experiments.

4.2 Introduction

In flood alleviation schemes, engineers are most concerned in assessing flood hazard mitigation by delineating flood maps. The modeling of flood inundation, caused by a natural disaster or a dam break breach, in urban areas or floodplain valleys is more precise and predictable when using by multidimensional numerical models. In fact, 2D models have been extensively generalized for use in practical hydraulic projects to simulate river hydrodynamics. The 1D approach (Brunner, 1995; Mahdi & Marche, 2003) is most accurate in cases where the users-professionals and engineers are interested in flow within long reaches (Lai, 2009). Conversely, this approach becomes imprecise in the case where the focus is the extent of floods, or when 2D and 3D effects are significant (Tayefi, Lane, Hardy, & Yu, 2007). This imprecision explains the growing popularity of 2D models for hydraulic applications. However, the accuracy of the model's computation results can be altered depending on the roughness parameters used. The Manning coefficient's influence on the water level is rather extreme. Thus, the selection of a correct parameter when modeling is very important.

In fact, roughness is a hydraulic parameter that contributes to the model's uncertainty, making it extremely difficult to precisely predict this coefficient (Shiono & Knight, 1991). However, estimating roughness uncertainty is not within the scope of this study.

Many research studies have been carried out for estimating roughness coefficients. However, because of the wide applications of the subject, there is still place for further investigations. The main objective of this work is to clarify the doubts surrounding Manning's 1D and 2D coefficients correlation using both controlled environment and natural conditions. In fact, regarding the differences observed in Manning's 1D and 2D coefficients for the same channel or river, it is possible to question the possibility of a correlation between these parameters. Namely, the turbulence phenomena, the secondary flows and the friction, which are considered in the calibration of Manning's 1D coefficient, could present a correlation with Manning's 2D coefficient, which does not represent the exact same effects. A potential equation relating Manning's 1D and 2D coefficients could save valuable time with respect to the calibration of this parameter. To the best of our knowledge, no research has addressed this problem.

This paper investigates the potential existence of a correlation between Manning's 1D and 2D coefficients. In this study two different experiments were conducted, using a laboratory experiment, and a stream under natural conditions. In fact, studying hydraulic process in a controlled environment, such a laboratory flume, offers the possibility of isolating specific parameters, i.e., the scale issue could result in a loss of realism (Wilcock, Orr, & D. G. Marr, 2008). Hence, a full-scale river reach was studied to validate and support the results of the laboratory experiment. The experimental model was set up to obtain water depth data to calculate the 1D Manning's coefficients using the energy slope method (Henderson, 1996; Te Chow, 1959) and empirical formulas (French, 1985). Similarly, 2D Manning's coefficients were obtained by automatically calibrating a 2D model, knowing the observed water depths. The resulting roughness coefficients were then compared to the theoretical values, i.e., reference tables, enabling the possibility of commenting on a possible correlation between 1D and 2D Manning's coefficients. Afterwards, a numerical experiment was carried out on a river reach of the Ha! Ha! River (Figure 2) in Quebec, Canada. This river was subject to the Saguenay floods in 1996. Several available data document the event, including air photos, hydrological records, and digital terrain models of the pre- and post-flood valley topography (Capart et al., 2007). The unusually large outflow in the Ha! Ha! River occurred after the breaking of the Cut-away dike (Capart et al., 2007). Hence, based on available data, the geometry of the river was reconstructed for the preflood events. One and two-dimensional river models were built for the case where the breakout flood was not yet reached; hence, no consideration of sediment transport was supported (because during the flood event, Manning's roughness varied spatially and temporally). Manning's coefficients, based on material information in the study area (Mahdi & Marche, 2003), were granted to the river 1D model. The corresponding 2D Manning's coefficients were calculated by automatic calibration, using bound constraints to preserve the physical significance of the Manning's n coefficients. To assess the differences between the 1D and 2D models in terms of the solution's calculation, the river was aligned in a 2D model to mimic the geometry representation of the 1D model. A potential correlation between Manning's 1D and 2D coefficients will enable the transfer between 1D and 2D models less computationally expensive. The objective is to determine the capability of calibrating Manning's n 2D coefficients, based on n 1D coefficients.

This work is organized as follows: the paper first reviews the current understanding of roughness and the Manning's coefficients used in the numerical models in section 2. Next, the methodology

and results of experimental and numerical studies are detailed in sections 3 and 4, respectively. The results of both experiments are compared and discussed in section 5. Finally, the lessons learned along with recommendations are reported in the conclusion section.

4.3 Background

Roughness, in fluid mechanics, refers to momentum and energy dissipation, which are not explicitly accounted for in the simplified or discrete models used in hydraulic calculations (Morvan et al., 2008). Thus, the roughness enables hydraulics practitioners to represent the omitted physical processes. For example, in 1D models, the concept of roughness does not have a precise definition, in terms of modeling, and it is less rigorous compared to 2D models. By comparison, 2D models, such as the SRH-2D (Sedimentation and River Hydraulics - Two-Dimensional) use a turbulence model to account for losses due to turbulence whereas in 1D models, such as HEC-RAS, there is not a specific parameter to consider these losses; therefore, the roughness parameters are adjusted to represent these effects.

Friction losses are generally accounted for in pipe flows using the Darcy friction factor for both free surface and full flow. However, flow resistance estimation using the Darcy equation is accurate for man-made channels (Chanson, 2004). Historically, friction in open channels was addressed prior to pipe flows (Hubert, 2004), Chézy coefficient was presented in 1768 and was largely replaced by the Gauckler-Manning coefficient in 1865 as the n values are considered constant for all unit systems and are supposed to be nearly discharge or flow depth independent (Julien, Klaassen, Ten Brinke, & Wilbers, 2002; Yen, 2002).

Direct field measurement of Manning's coefficients is not possible, but it is customary to have reference tables, images and empirical formulas to advise on the best Manning's coefficients values (Cowan, 1956; Henderson, 1996; Te Chow, 1959). Choosing the correct roughness parameter is usually an educated guess that relies on the engineer's judgement and expertise, and such level of expertise is not yet developed in 2D modeling. Manning's n coefficient characterizes the flow resistance, it varies spatially and temporally (Mailapalli, Raghuwanshi, Singh, Schmitz, & Lennartz, 2008). In fact, many parameters influence Manning's roughness coefficient, which varies according to bed materials, type of vegetation (and hence season), large scale topographic effects, water depth, channel geometry, degree of meandering, etc. (Coon, 1998; Knight, Hazlewood,

Lamb, Samuels, & Shiono, 2018). In addition, Manning's coefficients can be very unstable and unpredictable in unsteady flows (Zhou, Bao, Li, Cheng, & Bao, 2018). Hence, only the steady regime was considered in this study, and the roughness parameter was set as constant. The variability of Manning's coefficients results in a variability of the velocity and water depth, which impedes the model results (Burnham & Davis, 1990).

Furthermore, the roughness of a riverbed is closely related to the type and dimension of the flow and the selected hydraulic numerical model (Morvan et al., 2008), which makes the roughness estimation very subjective. For example, the values of Manning's coefficient in a 1D model used for a meandering stream, to represent the effect of sinuosity, would increase the value of the coefficient by 30% (Morvan et al., 2008; Te Chow, 1959). In contrast, 2D models can reproduce the spatial variation in the river. Thus, the Manning coefficient found for the same reach in 1D should be different from that in 2D since the roughness factor does not characterize the same effects. Similarly, a 2D model that represents these same meanders does not allow the secondary flows to be visualized (Hsieh & Yang, 2003), and the roughness will be adjusted to compensate for the effect of these processes, which can be modeled explicitly in 3D (C. A. Wilson et al., 2003) for example. Hence, Manning's coefficients give different results depending on whether they are used in 1D or 2D models (Horritt & Bates, 2002). In fact, Manning's coefficient is not a characteristic of roughness alone, as it has arguably become the most important calibration parameter.

4.3.1 Manning's coefficient in 1D/2D models

Since the purpose of using 2D models is seeking more precision regarding model prediction, estimating Manning's coefficients will require some optimization, and when field measurements are lacking for the calibration, using the 1D model's references should account for the approximation of the physics to not alter the 2D model's consistency. Several studies compared the 1D and 2D models for some rivers, but no study has advised on how to choose and calibrate Manning's coefficients in 2D models (Alzahrani, 2017; Deal, 2016). In fact, 1D models have been used for several decades, such as HEC-RAS and Mike 11, and have been widely used by hydraulic practitioners. These models were proven to be suitable for many practical hydraulic applications, considering that their assumptions are not violated.

In fact, 1D models are rather suited for in bank flow within long reaches. Some researchers (Shiono & Knight, 1991) focused on improving 1D models, such as the Shiono and Knight Method (SKM),

an analytical 2D model that involves depth-averaged parameters. Indeed, this analytical model accounts for turbulence effects and secondary flows (Shiono & Knight, 1991); it uses an eddy-viscosity model considering the heterogeneous nature of roughness and its uncertainty. Many other researchers have developed and worked with 2D models that have been released for public use for over 25 years. At first, these models were computationally expensive compared to their 1D counterparts (Leandro, Chen, Djordjevic, & Savic, 2009). However, over time and with recent advances in technology, the computation time is no longer an issue. Furthermore, cutting edge two-dimensional models were proven to achieve high accuracy prediction in hydrodynamic modeling (Lai, 2009), especially when advanced calibration techniques are used (Jowett & Duncan, 2012).

In fact, accurate model prediction requires model calibration first (Burnham & Davis, 1990; Kapelan, 2002). Recent studies proved automatic calibration to be more efficient than manual fitting, for both 1D and 2D models (S. Deslauriers & Mahdi, 2018; McKibbin & Mahdi, 2010) because it uses powerful algorithms such as Gauss-Marquardt-Levenberg to identify the optimal values for the used model.

4.3.2 Overview of used models

2D models are built using the SMS, Surface-Water Modeling System, (AQUAVEO, 2016). The software enables professionals and field engineers to prepare the working environment and visualize the results, as it offers a graphical interface and allows the integration of several solvers, such as SRH-2D, Sedimentation and River Hydraulics - Two-Dimensional, a 2D hydrodynamic model developed by USBR (Lai, 2008), which solves the 2D dynamic equations of Saint-Venant using the finite volume method. SRH-2D uses a hybrid mesh (triangular and quadratic), giving the tool a certain flexibility during use and therefore a gain in efficiency and accuracy.

1D models are created using both HEC-RAS, the Hydrologic Engineering Centers River Analysis System, developed by US Army Corps Of Engineers (Brunner, 1997) and the MHYSER, Model for the HYdraulics of SEdiments in Rivers by Mahdi (2009). The hydro-sedimentary software MHYSER1.0 (version 1.0) is similar to GSTARS (Generalized Sediment Transport Model for Alluvial River Simulation) developed by the US Bureau of Reclamations (Yang & Simoes, 2002); it simulates flows in rivers as well as sediment transport. Thus, MHYSER 1.0 agrees with GSTARS 3.0 in terms of the descriptions, theories and equations (Yang & Simoes, 2002). Nevertheless, compared to GSTARS, two important and critical outcomes were achieved in MHYSER: the

elimination of numerical errors generated by GSTARS 3.0, when using the metric system, and the implementation of a more rigorous method to analyze bank stability (Mahdi, 2009). MHYSER 1.0 uses an uncoupled approach in modeling (Mahdi, 2009). That is, for each time step, the model starts by calculating the water lines assuming that the channel's bed is fixed, and then it carries out the sedimentary calculation by fixing the hydraulic parameters found in the first step. The backwater computations are conducted by the standard step method (Henderson, 1996) for both subcritical and supercritical flows.

The automatic calibration for SRH-2D is performed by O.P.P.S_V2, an updated version of O.P.P.S, the Optimization Program by PEST for SRH-2D, developed by Deslauriers and Mahdi (S. Deslauriers & Mahdi, 2018). O.P.P.S_V2 is an automatic calibration tool based on the third version of SRH-2D. Once the required data are entered by the professional, the software tool works autonomously and returns the results with the best parameter values for the simulation. The tool checks the validity of the provided data and creates the required files to run PEST, Parameter ESTimation (Doherty, 1994). Afterwards, the tool executes PEST using a script (Mallet, 2009), which automatically launches the program. O.P.P.S_V2 executes the model. Once the objective function for the termination criteria is achieved, SRH-2D gives a solution that minimizes the difference between the observations and calculated data (Figure 4-1).

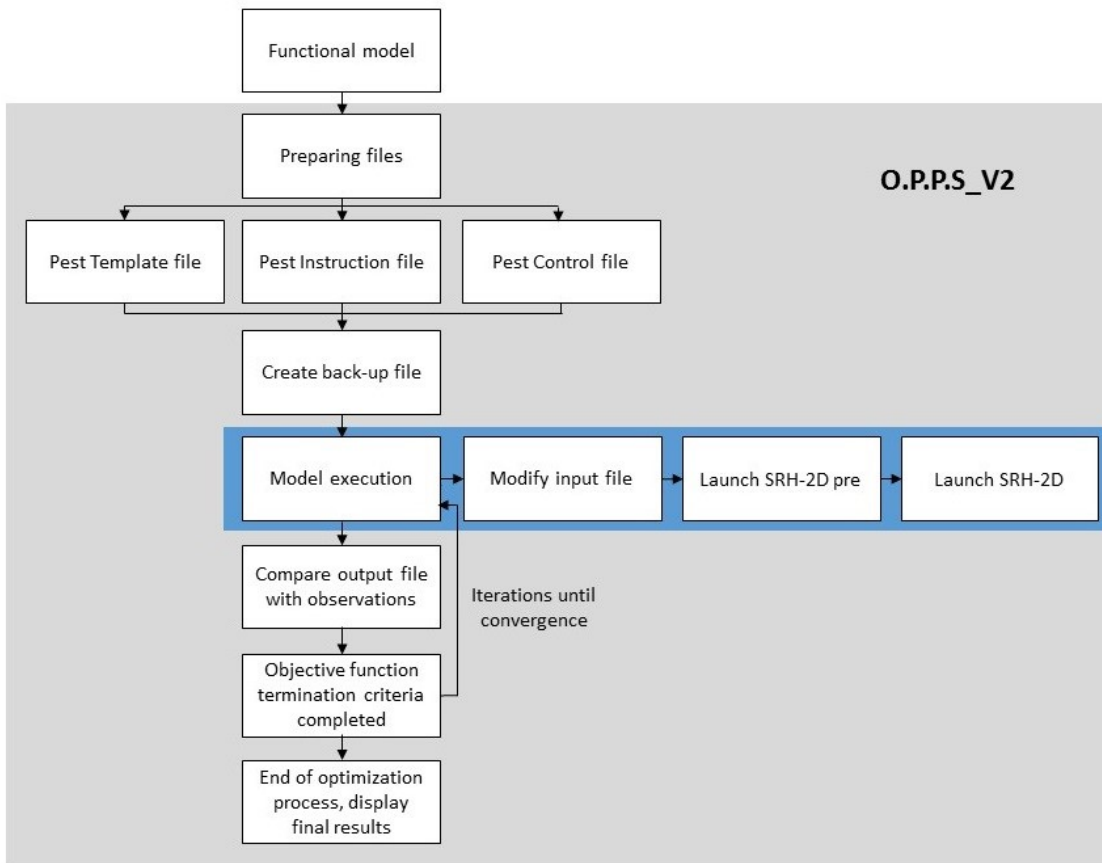


Figure 4-1: Automatic calibration using O.P.P.S_V2 (Hajjout & Mahdi, 2018)

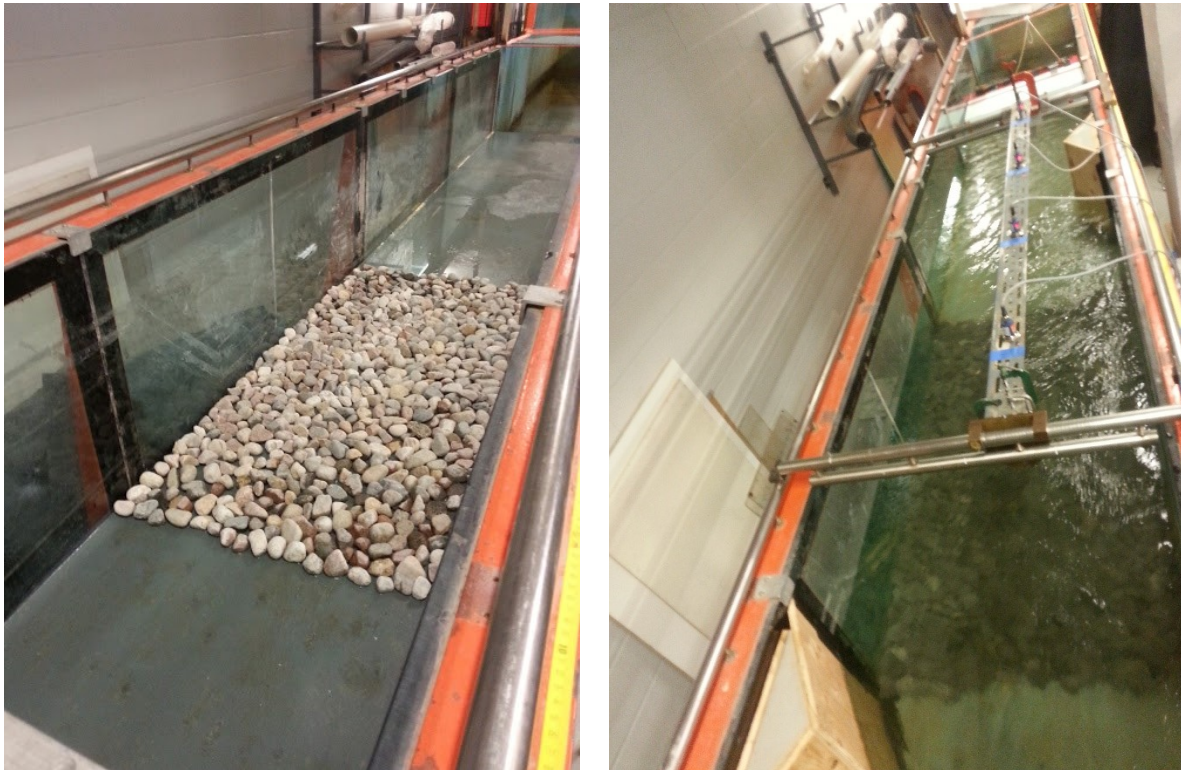
4.4 Laboratory-scale experiment

A physical model was set up in the hydraulic laboratory of École Polytechnique of Montreal. The experiment was conducted in a rectangular flat horizontal flume. The laboratorial channel was 6.70 m long and 0.762 m wide, and its depth was 0.764 m. The gaged area had a length of 3.7 m. A downstream gate was used to control the boundary condition, which was arranged to give the maximum water depth. The flume had a wood bottom and glass walls and was equipped to collect the water depth data using four sensors, mic+130/DIU/TC with an operating range of 200-2000 mm, placed on a mobile bench (Figure 4-2), with an accuracy of 1% (Microsonic, 2017). The flowrate was measured with a MAG 910E electromagnetic flowmeter (OmniInstruments, 2015) with a precision of 1%.



Figure 4-2: Experiment setup for measuring water depths using a mobile bench with fixed sensors

Triangular abutments were used to create a sinuosity, highlighting the two-dimensional character of the flow. Two geometric configurations were studied consisting of a straight channel, “Case 1”, and a configuration with two abutments upstream and downstream, “Case 2” (Figure 4-3.b). At the bottom of the channel, materials were arranged in several configurations. The materials used for flume bed are crushed stones (28 -40 mm) and gravels (the classes used were 20-28 mm, 28-40 mm and 40-56 mm). Three bottom configurations were studied: a flatbed consisting of the laboratory channel, a gravel bed of separate classes (20-28 mm, 28-40 mm and 40-56 mm), each class constituting a different flow area (Figure 4-3.a), and a stone bed of uniform sizes ranging from 28 to 40 mm (Figure 4-3.b). A tank supplied the canal and was controlled upstream by a manual valve whose maximum opening allowed an inflow of approximately $0.111 \text{ m}^3/\text{s}$, which was the maximum flowrate.



(a)

(b)

Figure 4-3: Bed Materials configurations. (a) Flume bed with gravels of separate classes. (b) Flume bed with crushed stone with upstream and downstream abutments

4.4.1 Methodology

4.4.1.1 Data uncertainty

All manipulations were operated in the same fashion to minimize environmental errors. In every experiment, the calibration of the sensors was checked, ensuring that for the case of a flatbed in a straight channel, the readings of the sensors were substantially the same every time.

For each test, water depths were recorded for 120 points, and each sensor reads continuously at the same point for at least 30 s to obtain an accurate average water depth.

A flow sensor measures the flowrate. To ensure that a steady state was established, the discharges were noted after a waiting time of 15 minutes. The sensor showed small fluctuations, but over a period of approximately 3 minutes the flowrate was cyclic. Therefore, the discharge values were

recorded every 10 s for 3 minutes to ensure a steady mean flow. The discharge was statistically validated before the analysis, and the flowrate used in calculations was $0.1 \text{ m}^3/\text{s}$. The flow was considered steady.

A sensor placed on a mobile bench was used to measure the vertical distances between the bench and the bottom of the channel. All measurements were made with regard to a reference level, that is, the bottom of the channel.

The flume's bed elevation for every configuration was calculated by subtracting the sensor's reading from the maximum distance separating the bench and the flume's bottom (Figure 4-4). Similarly, to the discharge measurements, the steady state was established before the sensor's measurements were recorded for a duration of 60 s. The records were averaged, and water depths were calculated by subtracting the channel's water level from the bottom's readings at the same location. Obtained water depths ranged from 0.27 m to 0.35 m.

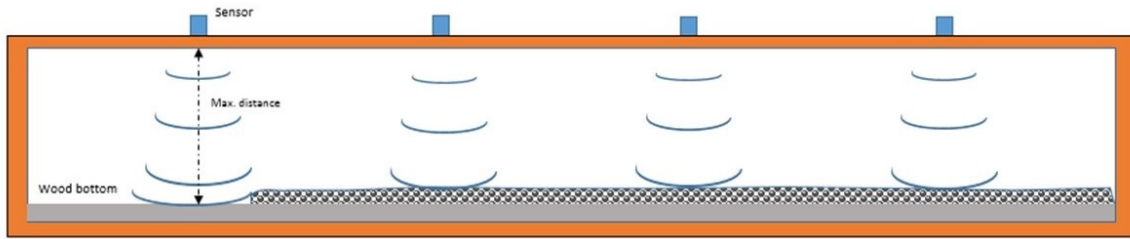


Figure 4-4: Flume's bed elevation measurements

For every data collected, a set of measures was obtained. Therefore, a statistical treatment is required to choose the “true value” (Peters, 2001) that is suitable for the analysis (Equation (4-1))

$$\text{measured value} = \text{true value} \pm \text{uncertainty}, \quad (4-1)$$

Various replications were performed for every measurement, and the assumption of a normally distributed error was relevant. For the set of measures used in this research, the sample size was considered small, and a t-distribution was used to construct the confidence intervals (Equation (4-2)):

$$x = \bar{x} \pm t_{N-1; \alpha/2} S_{\bar{x}}, \quad (4-2)$$

where the standard error of the mean is (Equation (4-3)),

$$s_{\bar{x}} = \sqrt{\frac{1}{N(N-1)} \sum_{i=1}^N (x_i - \bar{x})^2} \quad (4-3)$$

where x is the true value; $\bar{x}$ is the experimental average value;

$\Delta x = t_{N-1; \alpha/2} s_{\bar{x}}$ is the uncertainty, where $t_{N-1; \alpha/2}$ is the Student coefficient; $N-1$ is the number of degrees of freedom associated with the sample standard deviation; and x_i is the measured value.

Thus, the uncertainty Δx , is estimated for the discharges, the flow depths and for the topography (Table 4-1). Since the flow depths and topography result from a subtraction of two measures, the uncertainties add up.

Table 4-1: Maximum uncertainties in measured values

Measured value	Maximum uncertainty
Water depth (m)	1×10^{-3}
Discharge (m^3/s)	1.7×10^{-3}
Topography-z (m)	1×10^{-3}

4.4.1.2 1D analysis

The Manning's coefficients, for one-dimensional flow were estimated by the direct step method, calculating the energy slopes (Henderson, 1996; Te Chow, 1959). Combining the physical laws governing the open channel flow and successive approximations, the following expression (4-4) was derived to calculate the Manning's coefficient:

$$n = \frac{R_{av}^{2/3}}{U_{av}} \sqrt{\left(J_f - \frac{\Delta E}{\Delta x} \right)} \quad (4-4)$$

where n is the Manning's coefficient; R_{av} is the average hydraulic radius (for successive depths); U_{av} is the average velocity; Δx is the spatial variation in the x-direction; and ΔE is the energy variation.

The centerline was used for the calculations, to not involve the effects of the walls on the flow. The obtained roughness parameters will be referred to as the 1D Manning's coefficient.

To ensure that the used 1D Manning's coefficient estimation is relevant, HEC-RAS was used to recreate the flatbed "Case 1" and "Case 2" experiments, and the resulting Manning's coefficients from 2D automatic calibration were assigned to the flow areas. Figure 4-5 shows the obtained results for "Case 1". For verification purposes, the resulting water profile was compared to the Runge-Kutta and direct step water lines, which were obtained under the same conditions as HEC-RAS. The direct step and classical Runge-Kutta methods were chosen because they have been proven to be simple and efficient in open channel hydraulics (Fenton, 2010; Henderson, 1996; Te Chow, 1959). As shown for this case under steady flow conditions, the results are nearly identical.

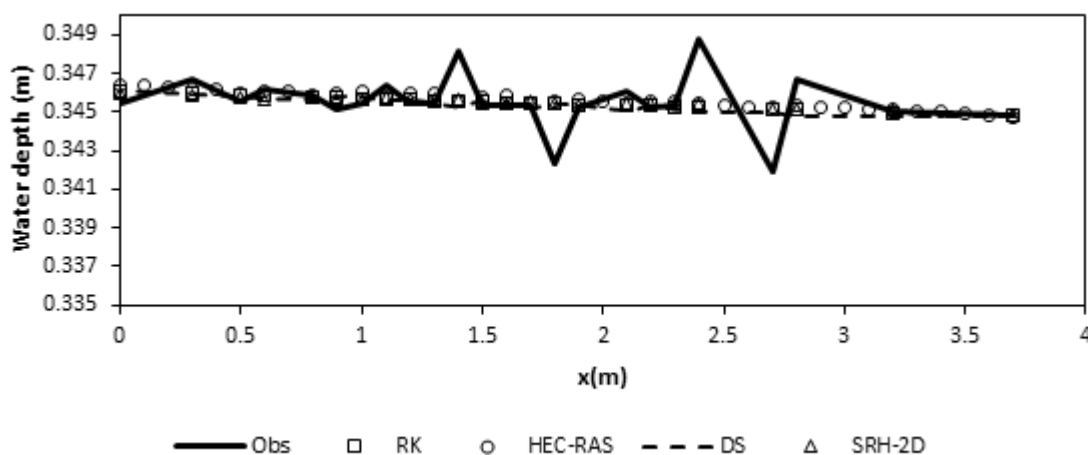


Figure 4-5: Comparison between measured water depths and resulting water profile from HEC-RAS, SRH-2D, Direct step (DS) and Runge Kutta (RK) methods

HEC-RAS was used to recreate "Case 2", the resulting water line was compared to the one obtained by the direct step method, as shown in Figure 4-6. Hence, only the direct step method was used afterwards to estimate the 1D Manning's coefficient.

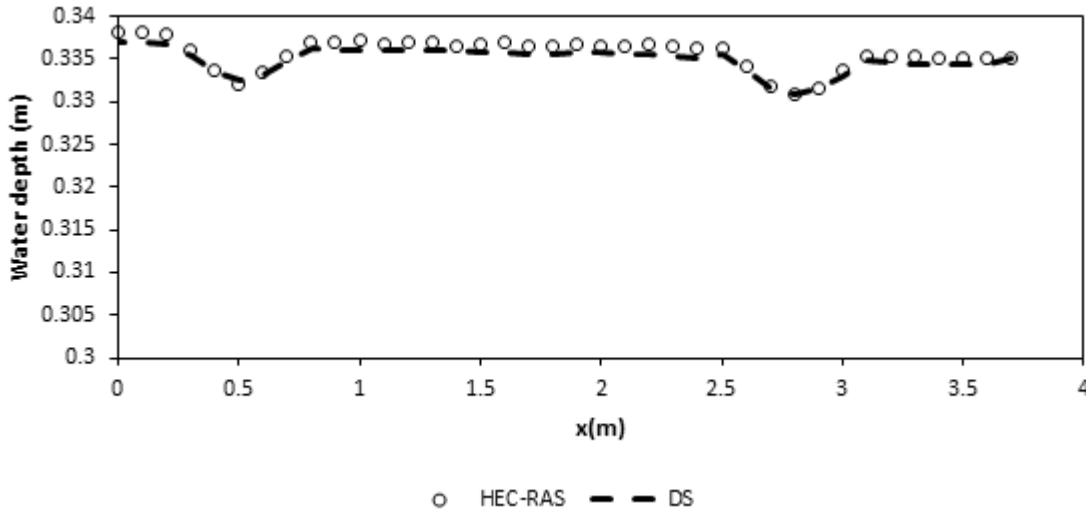


Figure 4-6: Water surface elevation profile obtained using HEC-RAS and Direct step (DS) method

Manning's n coefficients are also correlated to the particle diameters using empirical formulas. These equations establish a link between the Manning's coefficient and the specific particle diameter of the bed material. Some of the most popular formulas that were tested in this paper are the Meyer - Peter and Müller formula (4-5) (French, 1985):

$$n = \frac{D_{90}^{\frac{1}{6}}}{26} \quad (4-5)$$

where D_{90} is the intermediate particle diameter for which 90% of the sampled intermediate particle diameters are smaller (m),

and the Strickler formula (4-6) (Te Chow, 1959):

$$n = \frac{D_{50}^{1/6}}{21.1} \quad (4-6)$$

where D_{50} is the intermediate particle diameter for which 50% of the sampled intermediate particle diameters are smaller (m).

4.4.1.3 2D analysis – Automatic calibration

SRH-2D was used to simulate the flow in two dimensions (Figure 4-7). A 2D mesh was generated along with boundary conditions, and the adopted mesh size was equal to the smallest distance between the measurement points (0.1 m). Automatic calibration was completed using O.P.P.S_V2. Model fitting was run upon the observation points in the flume centerline - the same points used in the 1D analysis.

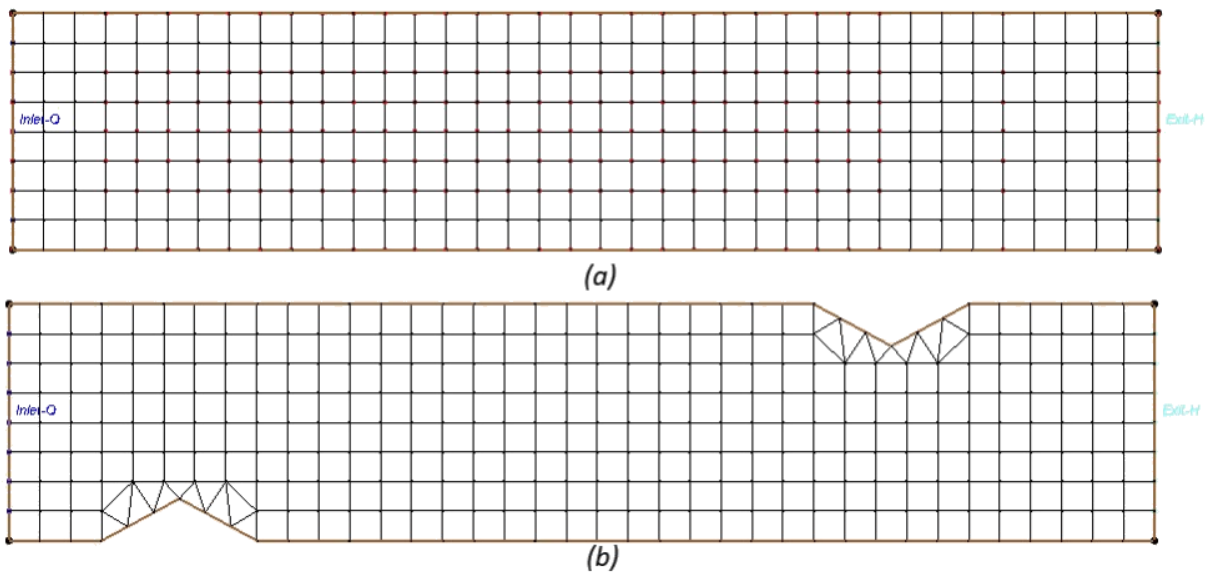


Figure 4-7: 2D model of the laboratory flume using SMS for both configurations (a) “Case1” and (b) “Case2”

4.4.2 Results

4.4.2.1 Slope energy method

Herein, the results are described for the case of a flatbed channel. The flowrate used was $0.1 \text{ m}^3/\text{s}$. Using naked eye observation for the straight channel, it appears that the water depth is quasi-uniform with some slight fluctuations. After plotting the laboratory measurements within the flow centerline, some points are removed, as the water line obtained would theoretically be an H2 (Henderson, 1996), as the flow is subcritical (calculated Froude number less than one) in a horizontal channel. Thus, the water line should be decreasing (from upstream to downstream). In addition, the flume has glass walls and a painted wooden bottom; thus, the variability in the Manning’s coefficients is acceptable within a range from 0.009 to 0.016 (Te Chow, 1959).

Without abutments, the used flume can be assimilated to a uniform channel and the flow occurs in one direction. With these assumptions, the fluid mechanics states that the “y” velocity components can be neglected, as this flow can be considered one-dimensional. Therefore, Manning’s 1D and 2D coefficients are expected to be almost the same.

The roughness parameters obtained in the case of the flatbed configuration for both 1D and 2D approaches are listed in Table 4-2. The Manning’s 1D coefficients listed are the lowest values obtained for all sections.

Table 4-2: Calculated Manning’s coefficients using automatic calibration (2D) and slope energy (1D) in the case of flatbed configurations

		n (2D)	n (1D)	n(theoretical)
Case 1	Channel	0.016	0.016	0.009-0.016
Case 2	channel	0.015	0.029	0.009-0.016
	abutment	0.023	0.052	0.01 – 0.015

The results of this experiment yield good agreement between the automatic calibration results and theoretical values (Te Chow, 1959) for both cases. The direct step method overestimates the roughness parameter values, in the presence of abutments, by approximately 60%, which can be explained by the added turbulence and modified geometry. The given distance between measurement points was tested using hypothetical water depth values to ensure that spatial discretization is not an issue, however Manning’s estimation using the 1D approach remains very sensitive to this parameter. Similarly, when estimating n coefficients in the presence of bed materials (Table 4-3 & Table 4-4), it appears that the calculated Manning’s n_1D coefficients are calibrated parameters that take on several effects, other than roughness alone.

Table 4-3: Calculated n using slope energy (1D) and automatic calibration (2D) – Stone

		Case 1		Case 2	
		n_1D	n_2D	n_1D	n_2D
Stone	28 – 40 mm	0.026	0.03	0.05	0.03
Channel	-----	0.046	0.01	0.055	0.015
Abutment	-----	-----	-----	0.081	0.011

Table 4-4: Calculated n using slope energy (1D) and automatic calibration (2D) – Gravel

		Case 1		Case 2	
		n_1D	n_2D	n_1D	n_2D
Gravel	20 – 28 mm	0.059	0.031	0.076	0.025
	28 – 40 mm	0.248	0.051	0.069	0.03
	40 – 56 mm	0.125	0.054	0.072	0.035
Channel	-----	0.02	0.015	0.02	0.011
Abutment	-----	-----	-----	0.067	0.02

4.4.2.2 Empirical equations

The calculated roughness coefficients using the empirical equations are listed in Table 4-5. Manning's coefficient for areas covered by the used materials should theoretically range between 0.035 and 0.05 (Te Chow, 1959). The obtained results suggest that Strickler's formula gives a more accurate estimation regarding Manning's coefficients reference values (Te Chow, 1959). The presence of sediments and abutments combined with the small dimensions of the flume (small spatial resolution), could affect the accuracy of SRH-2D; hence, theoretical Manning's intervals are imposed when using O.P.S_V2 (Lavoie & Mahdi, 2017).

Table 4-5: Estimated Manning's coefficient using empirical formulas

		Strickler' formula		Meyer - Peter and Müller formula	
		n_min	n_max	n_min	n_max
Gravel	20 – 28 mm	0.03	0.031	0.024	0.026
	28 – 40 mm	0.031	0.033	0.025	0.027
	40 – 56 mm	0.033	0.035	0.027	0.029
Crushed Stone	28 – 40 mm	0.031	0.033	0.025	0.027

Using more points (not only within the centerline) for automatic calibration could provide more accurate results. For instance, in the configuration with a straight channel and a flatbed, the Manning's coefficient obtained using 48 points (Figure 9) is 0.013 for the channel material (Hajjout & Mahdi, 2018), which has a better physical representativeness, as the channel bed material is painted wood.

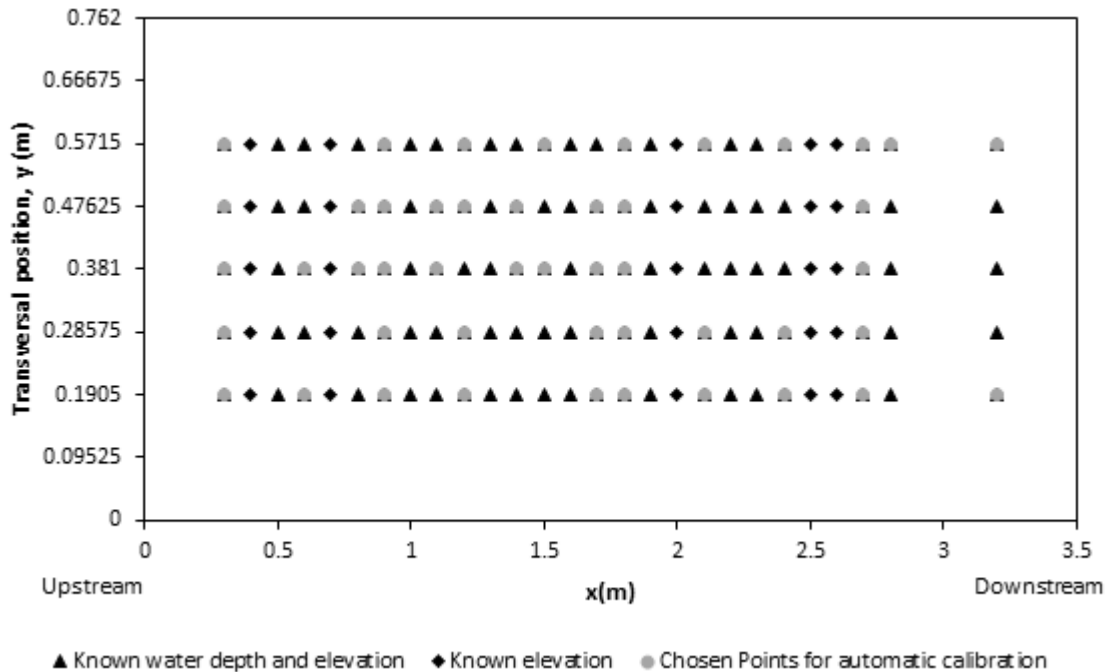


Figure 4-8: Used points for automatic calibration for a flatbed channel

4.5 Numerical study: Ha! Ha! River Québec, Canada

The Ha! Ha! is a tributary of the Saguenay River in Quebec, Canada, which is mainly fed upstream by a reservoir, Lake Ha! Ha! (Figure 4-9). Prior to July 1996, the water level in the reservoir was controlled by a dam and two dikes. The Cut-away dike was unable to resist an unprecedented storm, which occurred in this area between July 19 and July 22, 1996, resulting in a massive drainage of the reservoir (Capart et al., 2007) causing considerable human injuries and material damage.

To model such a dramatic event, first, the users will need to recreate the preflood situation. Hereafter, the river is modeled for a steady state flow using a discharge that will not cause the breaching of the dike. Previous studies have assumed that inflows corresponding to 20% of those of July 1996 (Lavallée, Marche, & Quach, 2000) would produce a daily discharge equal to approximately $54 \text{ m}^3/\text{s}$.

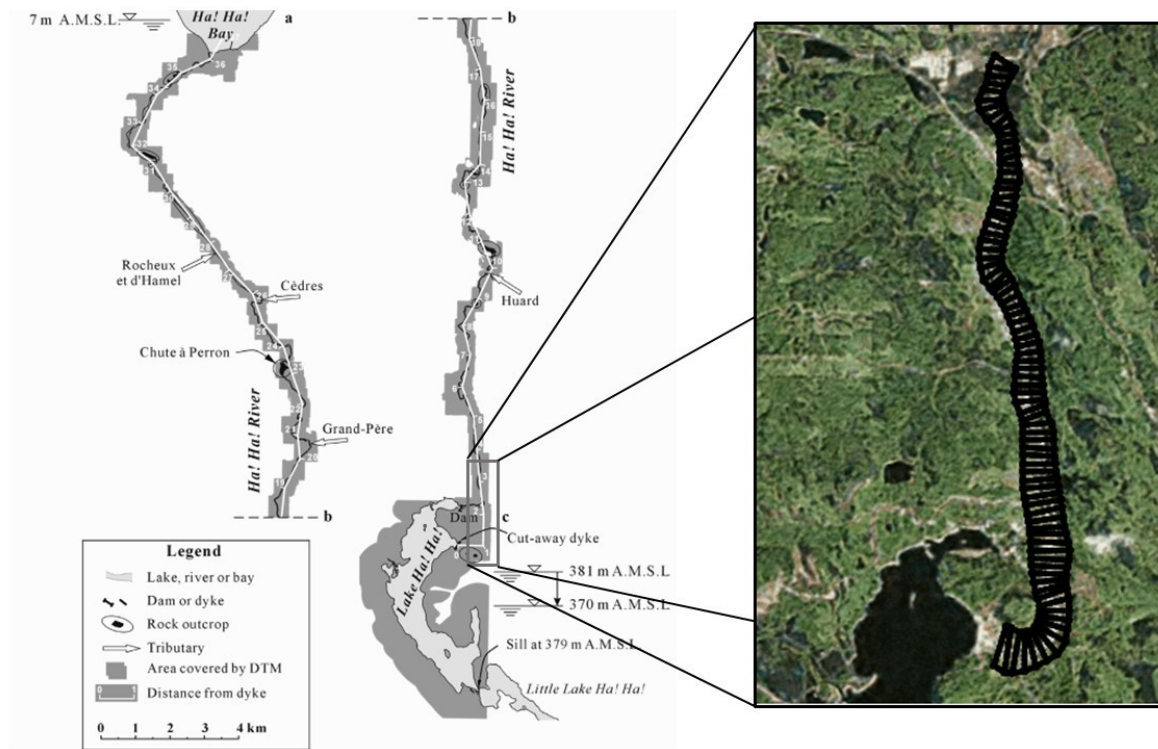


Figure 4-9: Ha! Ha! River reach location (modified after Capart & al (Capart et al., 2007))

4.5.1 Methodology

4.5.1.1 Hydraulic solution

First, a hydraulic model of the Ha! Ha! River reach was set up using MHYSER. The river reach is approximately 8.8 km long with a variable bed slope. The flow discharge was set to $50 \text{ m}^3/\text{s}$, the water surface elevation at the exit boundary was 345.80 m. The critical depth was calculated using the cross-section geometry and the discharge. Sediment transport was not considered in this case study.

The river reach was also modeled using SRH-2D and SMS (AQUAVEO, 2016). Figure 4-10 shows the river reach with the Manning's coefficient distribution in the area. The studied area was subdivided into 9 areas, and the n coefficients (Table 4-6) were chosen based on materials description of the area (Mahdi & Marche, 2003) and their corresponding normal values in references (Coon, 1998; Henderson, 1996; Te Chow, 1959). The same Manning's coefficients were used for both 1D and 2D simulations.

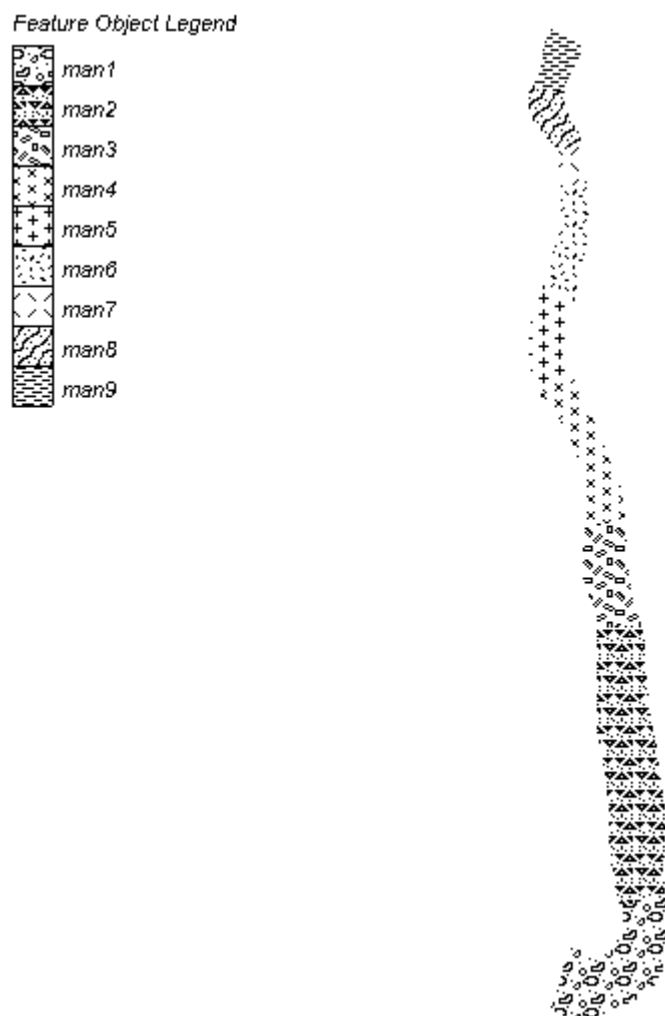


Figure 4-10: Materials distribution in the studied area

Table 4-6: Used Manning's coefficient values

Material ID	Manning's coefficient n values ($\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s}$)
Man1	0.055
Man2	0.04
Man3	0.03
Man4	0.02
Man5	0.015
Man6	0.013
Man7	0.013
Man8	0.015
Man9	0.015

A sensitivity analysis was conducted to ensure that the hydraulic solution was time step and grid-independent. Four progressive meshes were used (Table 4-7 & Figure 4-11), and the resulting bed elevations were compared to the real data. The root-mean-squared-error (RMSE) was calculated to assess the quality of the simulation (Lavoie & Mahdi, 2017), and the finest mesh naturally gives the best RMSE (Figure 4-12). However, based on the CPU run time, we chose mesh 3 (25 m per mesh side). Given its acceptable accuracy, the simulation required less than eight minutes. For the calibration process to be less time consuming, the model's calls reach 100 times or more for the calibration. Similarly, 3-time steps were tested (Table 4-8), and the water depth RMSE significantly decreased between the first (10 s) and second (5 s) time steps, RMSE=0.062, compared to the RMSE between the second (5 s) and third time steps (2 s), RMSE= 0.014. The time step used was $\Delta t = 5$ s, and a steady state was achieved for a simulation of 18 hours. The river reach was assumed to be initially dry.

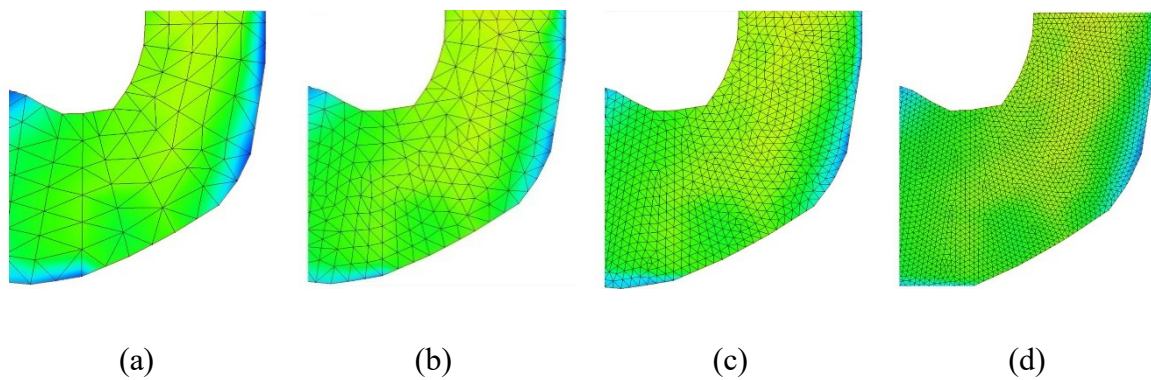


Figure 4-11: Close-up view of the studied reach with four progressively refined meshes

Table 4-7: Used mesh size

Mesh	Mesh side size(m)	Number Of cells
a	75	787
b	50	2390
c	25	9842
d	15	26411

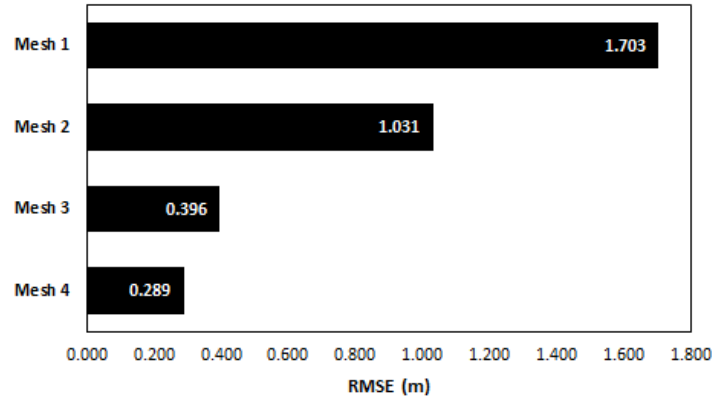


Figure 4-12: Estimated RMSE regarding Mesh size

Ensuring that the hydraulic solution is time-step and mesh-size independent is fundamental when calibrating Manning's n coefficient, as the roughness coefficients should depend on the least possible parameters.

Table 4-8: Water depth's sensitivity analysis to time step

Time step (s)	2	5	10
x (m)	WSE (m)	WSE (m)	WSE (m)
8889.909	376.826	376.825	376.797
4297.897	351.152	351.149	351.208
1957.896	351.131	351.134	351.196

4.5.1.2 Manning's and turbulence sensitivity

4.5.1.2.1 Manning's SA

Prior to the model calibration, a sensitivity analysis was performed to assess the SRH-2D response to Manning's coefficients and the turbulence variation. This analysis aims to evaluate the impact of Manning's coefficient on the calculated water depths; therefore, 3 case scenarios were considered: a hydraulic solution simulation (scenario 0) using Manning's 1D coefficients (Table 4-6), a second scenario where the losses due to friction were considered null and a nonphysical Manning's coefficient of 0.005 was granted to all the study areas (scenario 1), and a last case scenario using a multiplication factor of 3 for Manning's values in scenario 0 (scenario 2). The same analysis was performed for MHYSER using the same case scenarios to compare the results of 1D and 2D models.

4.5.1.2.2 *Turbulence SA*

A second analysis aims to assess the turbulence effects on the calculation of water depths. Since SRH-2D uses a turbulence model, the values of turbulence were manipulated to cover the extreme possible cases, using k-epsilon and depth-averaged parabolic models. Once more, 3 scenarios were compared to the hydraulic solution simulation that uses the default depth-averaged parabolic turbulence model using a turbulent viscosity coefficient's " α " equal to 0.7 (Lai, 2008). Scenario 1 used the k-epsilon model, scenario 2 used the lowest value of $\alpha = 0.3$, and scenario 3 used the α maximum value, $\alpha = 1.0$ (Lai, 2008).

4.5.1.3 **Automatic calibration**

The model's calibration was completed using O.P.P.S_V2 for a steady flow and assumes that the MHYSER resulting water depths are the observation data. The roughness coefficients for these nine regions were varied between two limits, namely, the Manning coefficients corresponding to a neat surface (0.01) ranging in values corresponding to a flood stage reaching branches (0.1) (Te Chow, 1959). The intention of selecting bounds for the parameters is to keep the identified roughness values physically correct. In the calibration process, the water depth was used as a calibration parameter (Lai, 2009), and the used water depths were within the central line so as not to involve the walls effect. The automatic calibration time increases according to the observation points, and to assess the quality of the results regarding the number of observations, three scenarios were investigated: using all points within the centerline, excluding the boundary conditions, using 18 points and using 9 points (out of 83).

4.5.2 **Results**

4.5.2.1 **Manning's SA**

Figure 4-13 shows the calculated water depths based on Manning's sensitivity analysis, and it reveals that for "scenario 1", the losses due to friction were insignificant, and the water profile line is at the lowest point. Furthermore, water depth modification (Table 4-9) is important; it ranges between -102.3% and 48.6%, which mainly occurs in the first 2 km and the last hundred meters, to meet the boundary condition, whereas for "Scenario 2", it ranges from 1% to 69.4%, which occurs in the first 3.8 km. When considering friction, the water depths were constrained to lie within the

approximate range from 0.26 m to 6.83 m, compared to the low friction case where they range from 0.02 m to 7.15 m. Similarly, water depth calculation using MHYSER is sensitive to Manning's coefficients; for instance, a comparison of "Scenario 0" and "Scenario 1" reveals that water depths change within the range from -96% to 2%, with the main modifications occurring in the first 5 km.

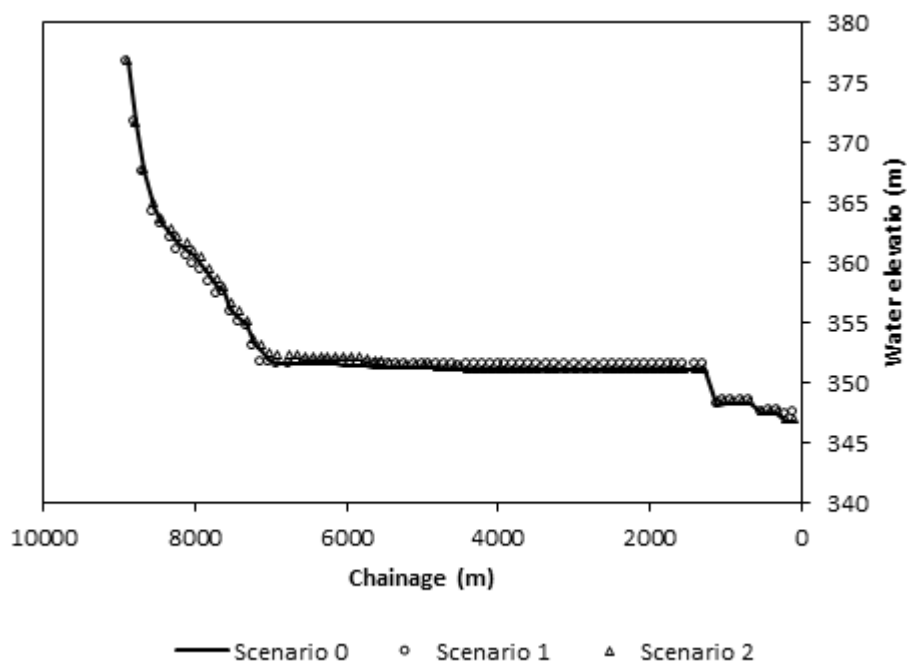


Figure 4-13: Water depth sensitivity to Manning's coefficients

Table 4-9: Water depths for some points along the thalweg for scenario 0 (Sc_0), 1(Sc_1) and 2(Sc_2)

Water depths (m)			
X (m)	Sc_0	Sc_1	Sc_2
8780.908	0.259	0.332	0.361
7419.294	1.046	0.520	1.523
7020.693	1.015	0.788	1.538
5102.475	3.042	3.329	3.354
4600.120	3.067	3.363	3.268
3589.862	4.290	4.618	4.366
204.767	1.942	2.690	2.320
101.653	1.564	2.324	1.842

4.5.2.2 Turbulence SA

A sensitivity analysis involving the turbulence factor was conducted to assess its impact on the water depth calculation. SRH-2D uses a turbulence model, and the values of turbulence cover the extreme possible cases. Figure 4-14 compares the water surface profile differences regarding the turbulence effect. The results show that for this case study, the turbulence effect is insignificant compared to that of Manning's coefficients. In fact, water depth modification for all cases, compared to "Scenario 0", ranges from -0.21% to 0.08%.

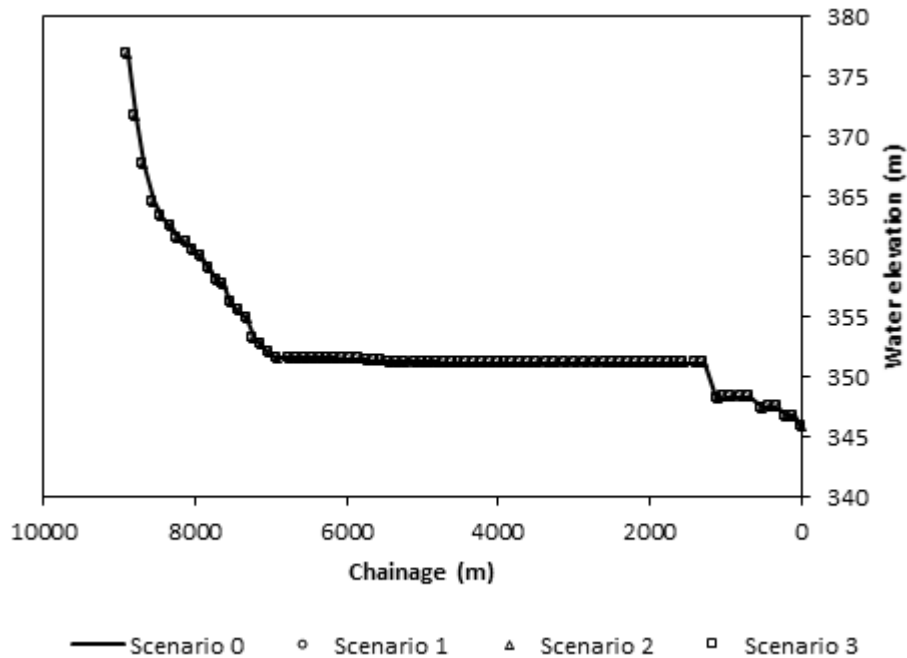


Figure 4-14: Water depth sensitivity to turbulence effects

4.5.2.3 Automatic calibration

The comparison of both water profiles obtained by SRH-2D and MHYSER using 1D Manning's coefficients is shown in Figure 4-15. Water depth changes are significant; for instance, there is a 6 m difference between water surface elevations at the inlet boundary. Considering MHYSER water depths as observation data, the automatic calibration process was launched.

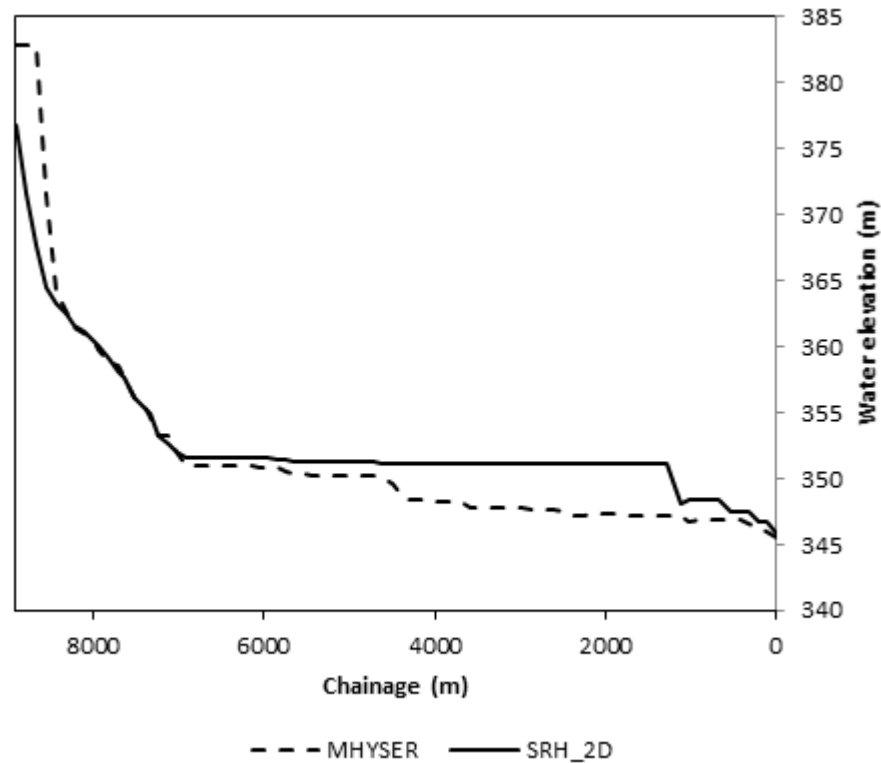


Figure 4-15: SRH-2D and MHYSER water surface elevation comparison using 1D Manning's coefficients

Automatic calibration was performed three times for the different scenarios, and all resulting water profiles from both models were compared (Figure 4-16) to assess the degree of agreement between the obtained results. The calculation of the RMSE, using MHYSER results as the observation, gives the smallest error when using all the observation data (RMSE_81=3.136; RMSE_18=3.147; RMSE_9=3.144). Unexpectedly, the results show that using more points does not ensure that the automatic calibration will give the best results. It is not very straightforward; for instance, in this case, the automatic calibration results for 9 points gives better results than the results for 18 points. Further analysis may be required to assess the automatic calibration sensitivity to the selection of field data to be calibrated.

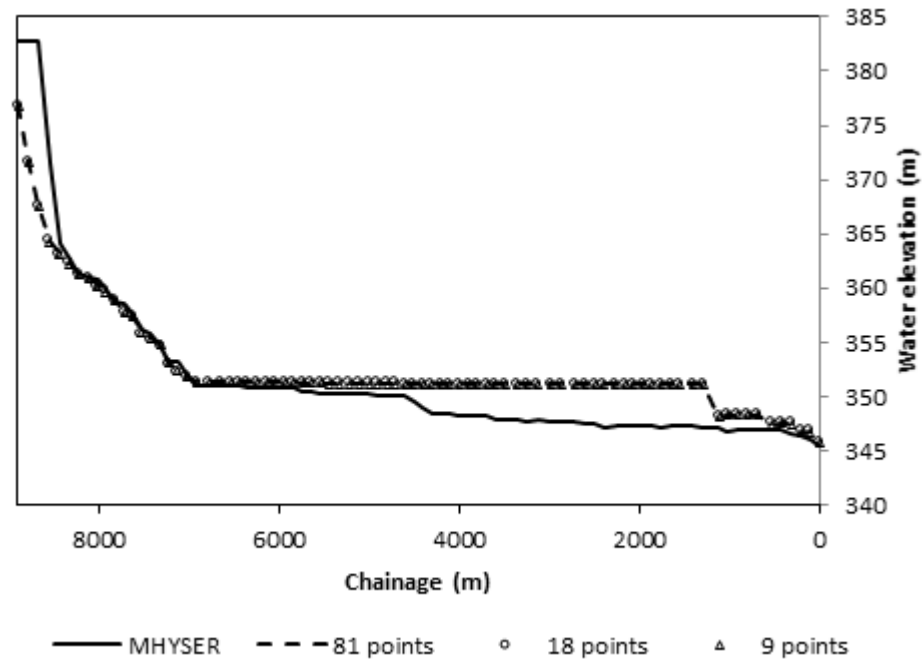


Figure 4-16: Obtained water profiles using calibrated « n » values

The calibrated Manning's coefficients results using 81 points, are summarized in Table 4-1. The goodness of fit was assessed by comparing the observed and calculated water depths. Maximum weighted residuals occur between $x=1100$ m and $x=4600$ m. The large mismatch between resulting water profiles can be attributed to the differences between the 1D and 2D models.

Table 4-10 : Calibrated n values using O.P.P.S_V2

	Calibrated n ($\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s}$)
	81
Man1	0.032
Man2	0.027
Man3	0.011
Man4	0.010
Man5	0.010
Man6	0.010
Man7	0.010
Man8	0.010
Man9	0.012

Hence, to determine which of the two models is more representative of the physical flow, an experiment involving the model's geometry representation was carried out.

4.5.2.4 SRH-2D 1D modeling

Given the results of the calibration and the obtained water profiles, it appears that, for this case study, there is a great difference between the results of the 1D and 2D modeling. Considering the geometric configuration (cross-section versus finite element mesh) as one of the main differences between 1D and 2D modeling, a verification test is conducted to evaluate the influence of this aspect on the calibration results. Thus, the Ha! Ha! River reach is aligned in a straight reach to mimic the geometric representation of a 1D model (Casas-Mulet et al., 2015), in SRH-2D using SMS (AQUAVEO, 2016), as shown in Figure 4-17.

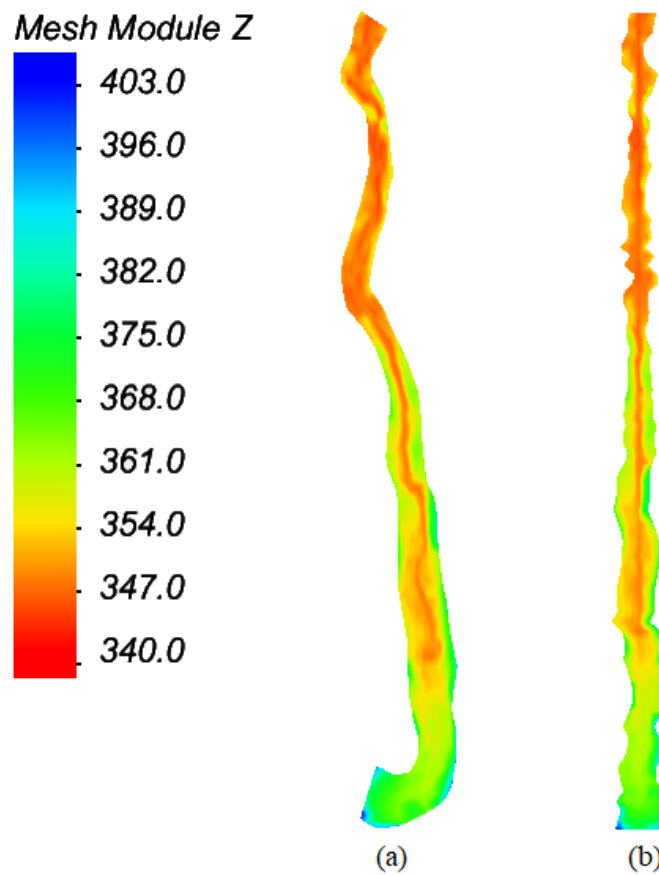


Figure 4-17: Ha! Ha! river model in SMS: (a) Regular simulation (b) Aligned river reach.

The river alignment was performed considering the thalweg as the datum with respect to the section's dimensions. To prevent the cross sections from being distorted in the process, all the necessary rotations and translations were operated using a transformation from the global datum to a local datum. The new coordinate system was obtained by a rotation and a translation of the

reference system. A point (x, y) in the original system becomes (x', y') in the transformed system, so that x' and y' are given by equations (4-7) and (4-8), respectively.

$$x' = x \cos(\beta) + y \sin(\beta), \quad (4-7)$$

and

$$y' = \sqrt{(x_{t,i+1} - x_{t,i})^2 + (y_{t,i+1} - y_{t,i})^2} \quad (4-8)$$

where β is the rotation angle of the original system and $x_{t,i}$ and $y_{t,i}$ are the x and y coordinates of the thalweg. The resulting water profile following this transformation was compared to the SRH-2D regular simulation (Scenario 0) and the MHYSER water profiles, as shown in Figure 4-18 ; Manning's 1D coefficients were used for all simulations.

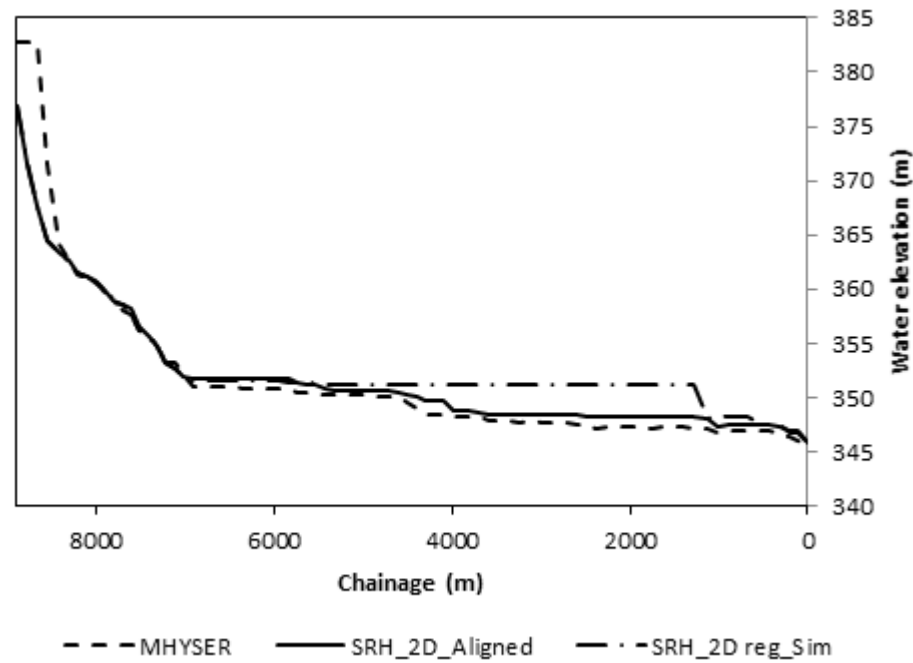


Figure 4-18: Water profile comparison, SRH-2D regular simulation, SRH-2D aligned and MHYSER

This case study highlights the differences between 1D and 2D modeling. In fact, 2D models more accurately represent the topography, especially SRH-2D as it uses a hybrid mesh (Lai, 2008) that allows a better representation of the terrain. Moreover, 2D models can capture the geometry (Cook, 2008) of the river and more precisely take account of the occurring turbulence. Therefore, one may

conclude that, when the 2D effect is significant, the results of the 1D and 2D models diverge. In fact, aligning the river reveals that, in this case, the SRH-2D and MHYSER results are very close compared to the initial regular simulation. This test revealed that for this study, the differences between 1D and 2D modeling can mainly be attributed to the model's representation of the local peculiar terrain features.

4.6 Discussion

The results of the experiment in a controlled environment reveal that the predicted Manning's n 1D coefficients obtained by the slope energy approach are higher than the required Manning's n values for the 2D model to achieve the same calibration results. To determine whether a potential correlation exists, the obtained n_{2D} coefficients were plotted as a function of n_{1D} (Figure 4-19). The points are scattered without any appearing trend, suggesting that there is no possible correlation between these coefficients.

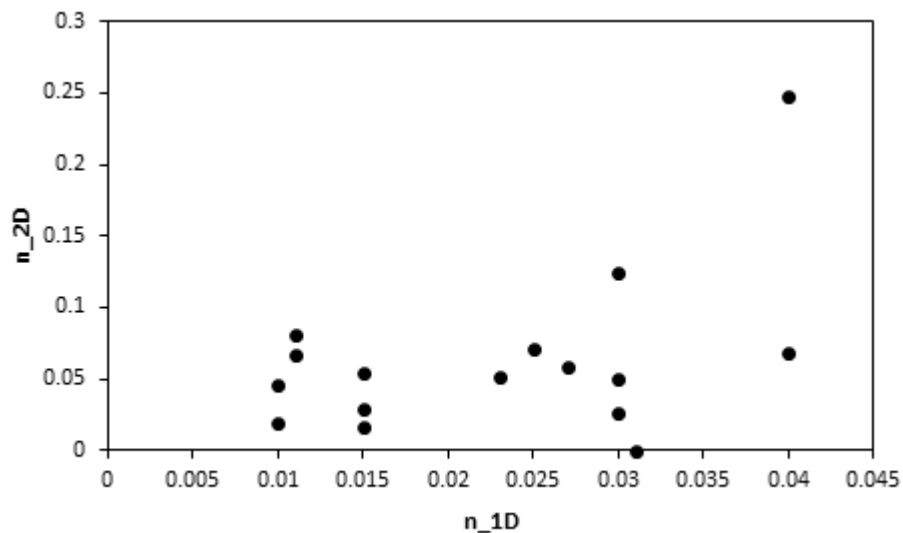


Figure 4-19: $n_{2D} = f(n_{1D})$

The results from the numerical study support the findings of the experimental study. A comparison of the Manning's n_{1D} coefficients in Table 4-6 and the n_{2D} suggests that there is no possible correlation; for instance, a 2D Manning's coefficient of 0.01 corresponds to 0.02, 0.015 and 0.013 Manning's 1D coefficients. For validation purposes, a second comparison was conducted by excluding the sections between $x = 4,600$ m and $x = 1,100$ m, where the discrepancy between the models is important. However, the results confirmed the above conjecture as $n_{1D} = 0.03$ is

calibrated to $n_{2D} = 0.011$ and $n_{1D} = 0.015$ to $n_{2D} = 0.012$. Hence, prediction of the Manning's 2D coefficients, given the 1D factors is not possible. However, the calibration given in Table 4-10 demonstrates that the Manning's values for the 2D model are usually lower than those used for a 1D model for the same calibration data.

Overall, the results of this paper yield the absence of a regression for Manning's n values for 1D and 2D models. After all, for the simple experiment case investigated, no correlation between the two coefficients was found. However, automatic calibration was proven to be more efficient for the roughness parameter estimation, even though, using SRH-2D may present a risk of inaccuracy regarding the laboratory flume's small dimensions (Lavoie & Mahdi, 2017). The 1D Manning's coefficient is a calibration parameter, that represents effects other than friction, such as flowrate, water elevation, geometry, and turbulence. Hence, the roughness parameter definition deviates from its definition in a 2D model (Morvan et al., 2008), where the two-dimensional effects are captured by the numerical model and the turbulence is considered when solving Saint Venant's equations. 2D modeling appears to be more appropriate when the river geometry is not uniform and contains meandering sections. The river's alignment reveals that the 1D model approach cannot rigorously predict the physical process. The 2D model considers the real topography and the channel's geometry, and the unidimensional model considers the flow to occur along the thalweg as in a straight channel.

4.7 Conclusion

This paper investigated the potential correlation between Manning's 1D and 2D coefficients. Technical details that arise in practice when estimating Manning's n parameter have been discussed. Model calibration tools such as PEST exists since 1994 (Doherty, 1994), using such models can be simplified by developing tools like OptiMHYSER and O.P.P.S_V2 (Simon Deslauriers, 2017; Hajjout & Mahdi, 2018; McKibbon & Mahdi, 2010). To ensure the minimum discrepancies between simulations and observations, the authors recommend using 2D modeling and automatic calibration to identify appropriate Manning's coefficients and prevent error propagation. For models that involve few field data or none, or when manning's coefficients are not constant in time and space, the calibration issue should be addressed differently, by means of sensitivity analysis or stochastic modeling.

4.8 Acknowledgement

This research was supported in part by a National Science and Engineering Research Council (NSERC) Discovery Grant for the corresponding author, application No: RGPIN-2016-06413, and a Hydro-Quebec and NSERC Collaborative Research and Development Grant, application No: CRSNG RDC 491880 - 15.

4.9 Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

4.10 Supplemental data

Experimental data are available in appendices E.

CHAPITRE 5 ARTICLE 2: IMPACT OF MANNING'S COEFFICIENT ON FLOODPLAIN DELINEATION USING DETERMINISTIC AND STOCHASTIC APPROACHES: A CASE STUDY OF THE RICHELIEU RIVER FLOOD OF 2011

*(Manuscript under review for possible publication in the Canadian Journal of Civil
Engineering)*

Nadia Hajjout⁶ Ph.D.c.; Tew-fik Mahdi⁷ Ph.D

5.1 Abstract

This paper compares floodplain delineations using deterministic and stochastic methods to depict flood inundation maps for a 1D model. The inherent uncertainties associated with maps are seldom recognized, especially when using single line maps. For instance, roughness parameters such as Manning's coefficient are difficult to identify, as Manning's n accounts for effects of roughness, bed materials, vegetation, etc. Furthermore, the Manning's n impact on water level calculations is important; thus, errors of estimation will inevitably undermine the performance of models used for flood delineation. Engineers and planners can use floodplain probability maps to account for a model's input uncertainties. This study aims to represent the floodplain boundary as a spatial map of flood probabilities by using a Monte Carlo analysis with values ranging from 0 to 100% and comparing it to deterministic flood maps containing a single line limit. The study area is part of the Richelieu River in Québec, Canada as it experienced massive inland flooding in the aftermath of historical precipitations in 2011, with an unprecedented streamflow that reached 1550 m³/s. Although the delineation of probability boundaries remains an area of research, the stochastic analysis stands out as a reasonable way to assess a model's parameter uncertainties.

⁶ Ph.D. Student, Dept. of Civil, Geological and Mining Engineering, Polytechnique Montréal, 2500 Chemin de Polytechnique, Montreal, QC, Canada H3C 3A7 (corresponding author). E-mail: nadia.hajjout@polymtl.ca.

⁷ Professor, Dept. of Civil, Geological and Mining Engineering, Polytechnique Montréal, 2500 Chemin de Polytechnique, Montreal, QC, Canada H3C 3A7.

Keywords: Floodplain; Delineation; Monte Carlo; Probabilistic map; Manning's coefficient; Roughness; WMS.

5.2 Introduction

The development of technology has made hydraulic modeling an essential practice in engineering sciences. Building a model capable of describing a physical system requires the cautious choice of input parameters, and given the inaccuracies of measurements in hydraulics, modeling the extent of floods is prone to mistakes. Thus, an uncertainty analysis is a critical step in numerical modeling. Even though uncertainty analysis is a recommended scientific practice, it is not adopted by all hydraulic modelers. This is due to either reasons of cost or a lack of an understanding of the methods (Pappenberger & Beven, 2006). A wide range of studies have been conducted on uncertainty estimation and sensitivity analysis approaches as well as their applications in hydraulics, hydrology and water resources. An uncertainty analysis allows professionals to evaluate the performance and reliability of models by associating a confidence interval with the model's results (Zajac, 2010), whereas a sensitivity analysis quantifies the effect of each input parameter on the accuracy of the model's outputs. Generally, uncertainty analysis approaches fall into two categories. First, a global approach that is based on the classical Monte Carlo analysis is used when the variables can be described by a probability density. On the other hand, an uncertainty analysis can be conducted using a local approach that estimates the effect of a small variation in the input parameters around the nominal values. The local sensitivity is usually defined as the partial derivative of the output variable with regards to a parameter (Delenne, Guinot, & Cappelaere, 2013). The global analysis explores the whole potential range of all of the models' uncertain input parameters, and it has the advantage of having a wide scope of application (Zajac, 2010). Furthermore, a Monte Carlo analysis can be used for nonlinear models, without regard to their complexity; however, the more complex the model is, the more time consuming the simulation is.

Ideally, an uncertainty analysis should evaluate the individual and combined effects of all the parameter's uncertainties in hydraulic and hydrologic modeling. However, this task can be very tedious and even impossible in practice. Uncertainty of hydraulic parameters was addressed by several authors. Existing studies have investigated the uncertainties caused by different variables that have a significant impact on the input data, such as topographic data (Bales & Wagner, 2009;

Koivumaki et al., 2010), boundary conditions (Pappenberger et al., 2006), and calibration or validation data as well as roughness coefficients (Pappenberger et al., 2005).

Numerous studies have identified significant uncertainties in estimating Manning's coefficients, either in estimating the flow from the Manning equation (Mays & Tung, 2002), calculating flood levee capacity (Lee & Mays, 1986) or estimating flood propagation (Aronica et al., 1998). Hence, the Manning's coefficient uncertainty is of great interest for flood modeling and especially for flood mapping.

Floodplain delineation is based on elevation data and a given recurrence interval (Smemoe, 2004). The process requires hydrological and hydraulic studies to determine the parameters that influence the flood's extent. Floodplains are usually delineated for 20-year and 100-year floods (CEHQ, 2018; FEMA, 2003), and flood maps provide a spatial distribution of the natural hazard. Floodplain delineation evolved over the years, starting from a tedious process involving hydraulic equations and paper maps to an automated process using numerical models. Currently, engineers are using hydrological and hydraulic models, digital elevation data, and automated methods for floodplain delineation. Defining the boundaries of a floodplain at a single recurrence interval is a complex task that requires interaction of variables and models. First, a hydrological model determines the volume of runoff, and then a hydraulic model calculates the water depths at several locations in the floodplain; a calibration of the model is required using actual observed data (FEMA, 2003, 2016). Finally, a floodplain delineation model interpolates the calculated water levels within a digital terrain model.

Using 1D models, engineers determine the intersection of the water level and the soil surface for each cross-section in a topographic map. Then, the extent of the floodplain is approximated from all cross sections. Researchers (Noman et al., 2001; Talbot et al., 1993) have developed algorithms that can interpolate water levels in cross-sections to determine the extent of the floodplain. Current methods determine a single line showing the limit of a floodplain. This approach ignores the uncertain aspect of some models' input parameters. Some studies (Smemoe, 2004) have assessed the uncertainty in the floodplain delineation by providing tools to create two spatial maps: a flood probability map with a single recurrence interval and an annual exceedance probability map. These maps are delineated based on a stochastic analysis using Monte Carlo simulations or the Latin Hypercube method. In fact, Monte Carlo simulations are generally used to solve any problem

having a probabilistic interpretation by randomly sampling the stochastic variables with a prescribed probability distribution. The development of probability maps requires a stochastic link between the hydrological and hydraulic models that allows floodplain delineation following multiple deterministic model runs. This link is the WMS (Watershed modeling system) tool (AQUAVEO, 2018), which can be used to delineate flood probability maps that consider floodplain boundary uncertainties as a function of perturbed parameters (Smemoe, Nelson, Zundel, & Miller, 2007).

Seeking progress in flood map delineation is mandatory, as flooding continues to plague many areas of the world, such as the Richelieu River in Québec, Canada. In fact, The 2011 Richelieu flood was perhaps the worst overland flooding in Quebec since the Saguenay flood in 1996. For 37 days in a row, rising water levels forced the evacuation of 1,651 people and compromised the lives of 3,927 people. Beyond wearing out residents physically and mentally, the Department of Public Safety and Emergency Preparedness in Canada evaluated the damage costs to be 82 million dollars (CAD) (Canada, 2017; G. d. Québec, 2013). This exceptional flood was subject to many studies (Oubennaceur, Chokmani, Nasteu, Lhissou, & El Alem, 2019; Saad, 2014), but this is the first time, to the authors' knowledge, that this case study is used to quantify Manning's estimation uncertainties on floodplain delineation.

This paper focuses on depicting floodplain boundaries variation associated with Manning's coefficients estimation only. The studied case is a 48 km Richelieu river reach where the most significant flood impacts occurred. Section 2 presents an overview of the study area and available data, followed by the adopted methodology to delineate deterministic and probabilistic flood maps in section 3. Section 4 presents a discussion of the results followed by the conclusion in section 5.

5.3 Study area and available data

The model application site is the Richelieu River, the natural outlet of Lake Champlain, which runs from Rouses Point and flows into the St. Lawrence River. The river was subject to historical flooding in spring 2011. This natural hazard was caused by a combination of extreme precipitation and snowpack melting, and the return period of the 2011 inundation exceeded 700 years (Riboust & Brissette, 2016). This study simulates the inundation from April 26 to May 8, 2011. The studied reach has a total length of 48 km and is located between Rouses Point (Canada-US border)

upstream and Rapides Fryers (Carignan, Canada) downstream. A NASA shortwave infrared image (NASA, 2011) depicts the floodplain boundary for May 8, 2011 (Figure 5-1). This image was georeferenced and used to compare modeled floodplain boundaries to actual observations.

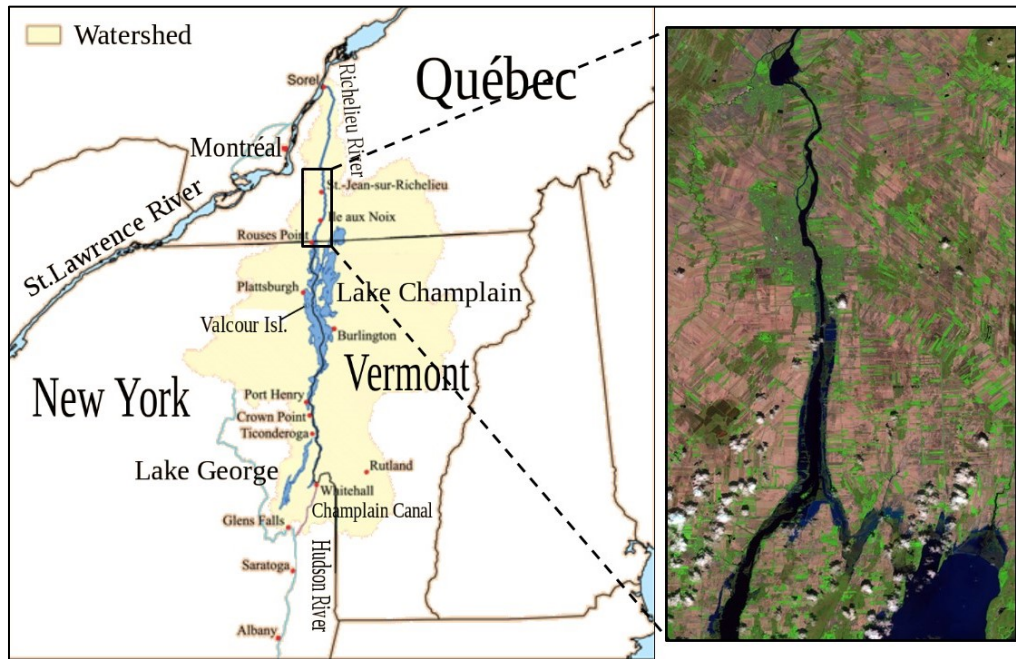


Figure 5-1: Richelieu River location map (modified after (Kmusser, 2006; NASA, 2011))

The topography of the studied area is reconstructed using surveyed bathymetry and topography derived from LIDAR data and provided by WSP for the Canadian side, using a 5 m spacing and NED10 m values for the American side (Paré, 2014). The land use for the Canadian territory is described by Geobase (Géobase, 2000), which provides a shapefile (Figure 5-2) with several polygons and a description of the land use of the territory. The land use of the study area that belongs to the US territory is described using the US National Land Cover Database (NLCD), which can be imported directly into WMS 11.0 (AQUAVEO, 2018). Hence, 24 Manning's coefficients are used, and a comparison of the definition of this territory to tabulated references (Te Chow, 1959) helped narrow the roughness coefficients to 10 land covers (Table 5-1) as suggested by a previous study (Paré, 2014).

Table 5-1: Land used for the model's floodplain delineation

Name	Equivalent in tabulated References ⁸
Water	Streams on plain-Clean, straight
Urban	Developed, Low intensity
Dense forest	Brush medium to dense brush in winter
Forest	Brush-light brush and trees in winter
Field	Pasture, no brush-short grass/Cultivated areas- No crop
Very Dense forest	Trees-Heavy stand of timber
Rouses Point ->St-Paul	Streams on plain-Clean, straight
St-Paul ->Marina	Streams on plain-Clean, straight
Rapides Saint-Jean	Streams on plain-Clean, winding, some pools and shoals
St-Jean ->Fryers	Streams on plain-Clean, straight

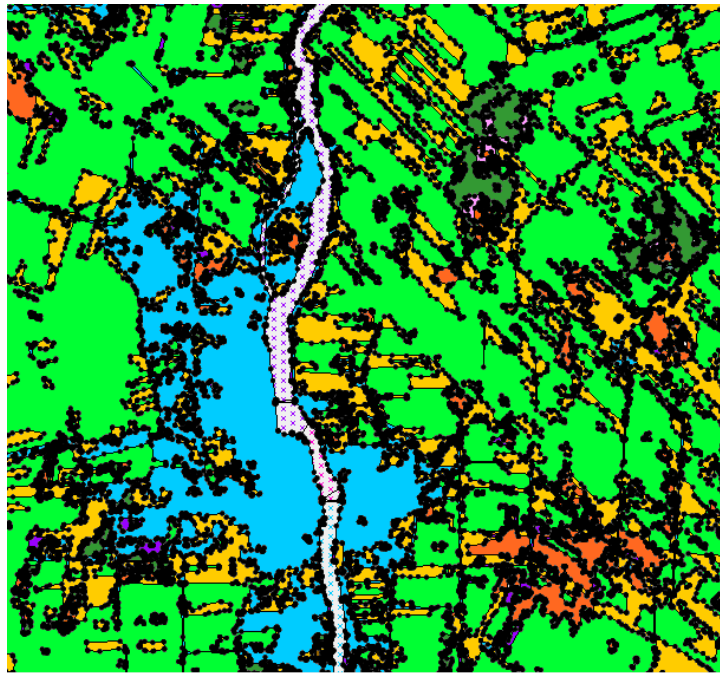


Figure 5-2: Land Rover shape file (Géobase, 2000)

The hydraulic data (Figure 5-3) are extracted from three hydrometric stations along the studied reach. Rouses Point (USGS 04295000), a hydrometric station owned by the National Weather

⁸ The equivalent definition is based Chow's tables (Te Chow, 1959) and 2001 National Land Cover Database (NLCD) classification.

Service is located in the United States at the mouth of the Richelieu River on the shores of Lake Champlain. This station only records the water level. In addition, there is a Government of Canada hydrometric station at the Marina of St-Jean-sur-Richelieu (02OJ016) that only records water levels, and this station will be called Station Marina. Finally, Environment Canada's Rapid Fryers (02OJ007) hydrometric station provides the most complete field data for the study because it records water levels and flowrates.

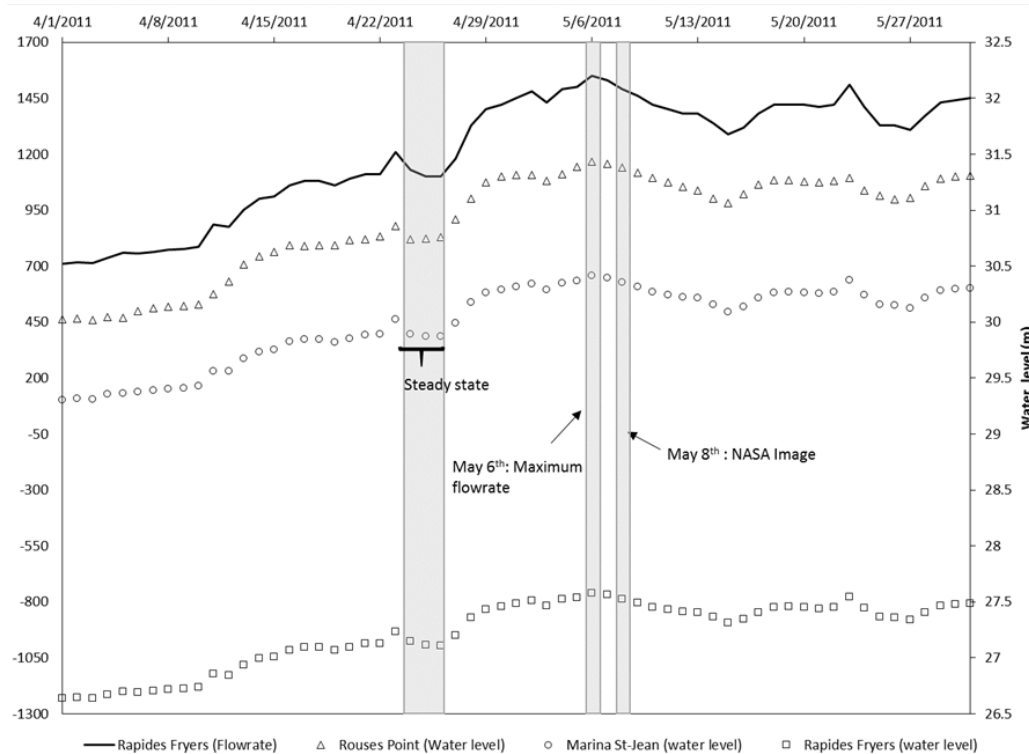


Figure 5-3: Hydraulic data extracted from hydrometric stations for the studied period (Modified after Paré (2014))

Hereafter, flow data are extracted from the Fryers gauging station. Figure 5-4 illustrates the inflow hydrograph that is based on observed discharges. Using selected observed water levels and discharges from the 2011 annual records, a rating curve is constructed (Figure 5-5); it will be used as the downstream boundary condition.

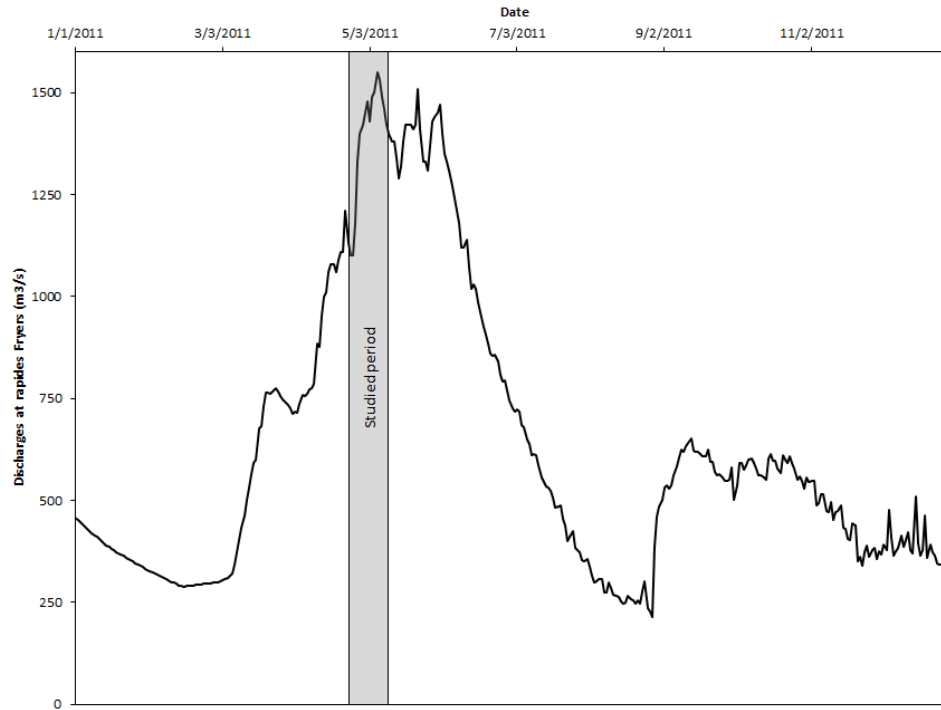


Figure 5-4: Used inflow hydrograph from the 2011 annual hydrograph at Fryers' station

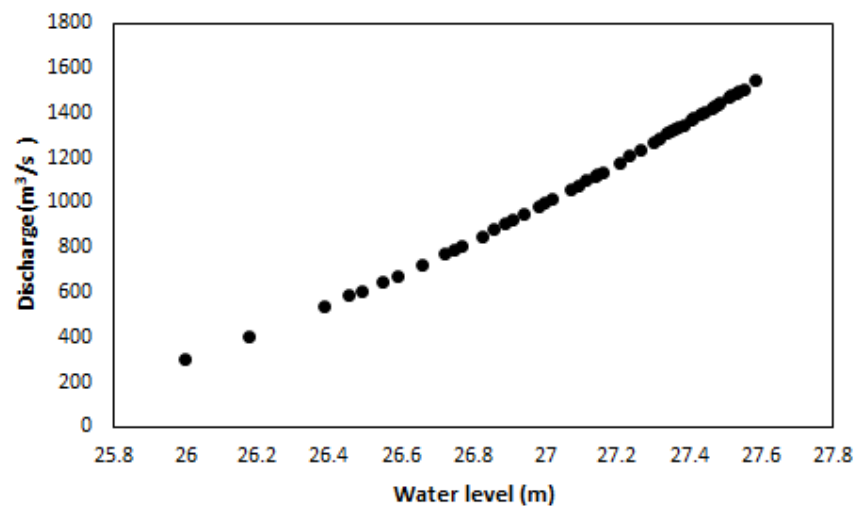


Figure 5-5: Hydraulic model downstream condition at Fryers station - Rating curve

5.4 Methodology

The flood model is built using Watershed Modeling System (WMS) 11.0, a complete environment for hydrological analysis (AQUAVEO, 2018), developed by Brigham Young University's Environmental Modeling Research Laboratory in cooperation with the US Army Corps Waterway

Experimentation Station and currently under development by AQUAVEO LLC. The software can be used to delineate floodplains in combination with HEC-1, for hydrological analysis, and HEC-RAS, for 1D hydraulic modeling. Furthermore, Manning's roughness coefficients in HEC-RAS can be modified using Monte Carlo or Latin Hypercube simulations to obtain a wider range of solutions using multiple simulations. The combination of all delineated floodplains is then studied to determine a "probabilistic" floodplain using stochastic modeling. The WMS 11.0 software is used to determine both the deterministic and stochastic flood extents. However, performing stochastic modeling with Manning's coefficient as the only stochastic variable is not supported by the WMS 11.0 version. Hence, a semi-automatic approach is adopted to delineate the model's probabilistic flood map. The novel framework to delineate probabilistic flood maps as functions of Manning's coefficients along with the adopted methodology is schematically represented in Figure 5-6. First, the surveyed data are used to build the hydraulic model. Second, a hydraulic analysis is performed to check and verify the model set up, and if necessary, Manning's roughness coefficients are calibrated based on the observed data for a steady state. Once all verifications are performed, the model application can proceed, and the deterministic floodplain mapping can be performed directly within WMS using flood event data. Conversely, a semi-automatic approach is adopted to perform the stochastic analysis, as automatically varying Manning's n is not possible using WMS 11.0. The adopted framework consists of : (1) entering Manning's intervals, normal values and standard deviations; (2) choosing the number of simulations using the inherent Monte Carlo sampling by WMS; (3) manually performing and repeating the deterministic simulations for every identified sample; (4) manually extracting the results (flood depths and a 0 or 100% flooding probability) for every simulation; (5) performing a statistical analysis to estimate the flood probabilities and flood depth variations; and (6) delineating the probability flood maps. The above procedure is applied for the Richelieu River case study.

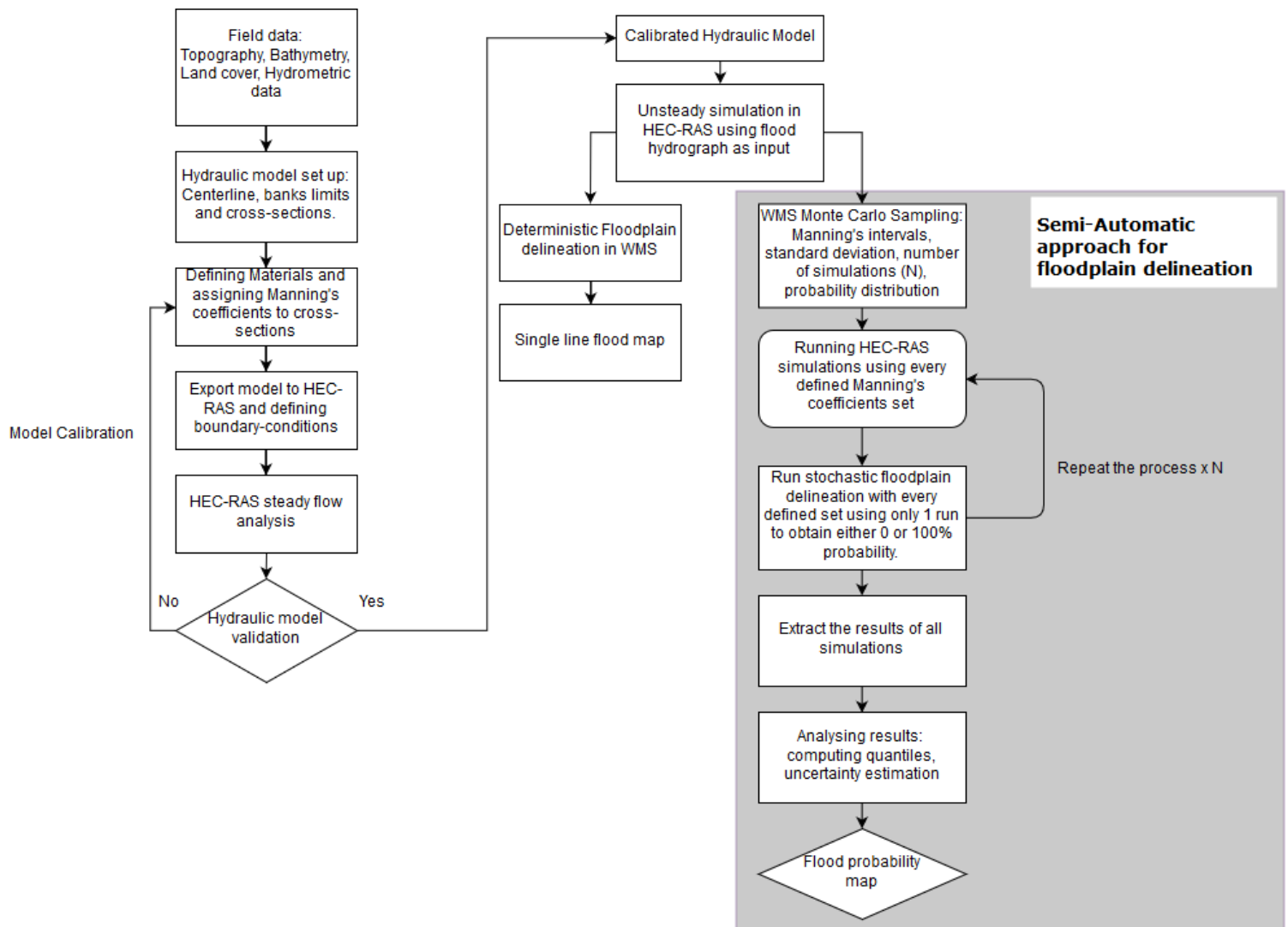


Figure 5-6: Flowchart of the methodology steps for Floodplain delineation using deterministic and stochastic analysis regarding the intended use.

The model domain is limited with regards to maximum upstream and downstream water levels, which never exceeded 31.5 m and 28 m, respectively, during the 2011 flooding event. The domain limits are set at an elevation of 33 m for the upstream limit, and a 31 m elevation for the downstream limit, dictating a studied area of approximately 112 km². The land use is described using 10 materials distributed in the flow area as shown in Figure 5-7.

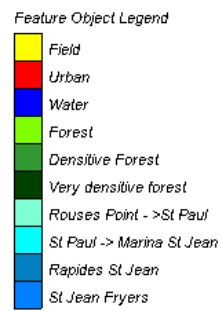


Figure 5-7: Land use for the studied area

Next, the model's cross-sections are identified using the surveyed data. In fact, accurate floodplain delineation using WMS requires a dense set of water surface elevations, but the right balance should be found between the number of cross sections and water surface interpolations (Smemoe et al., 2007). The cross-section density in the model is approximately one cross section per 150 m of stream length (Figure 5-8).

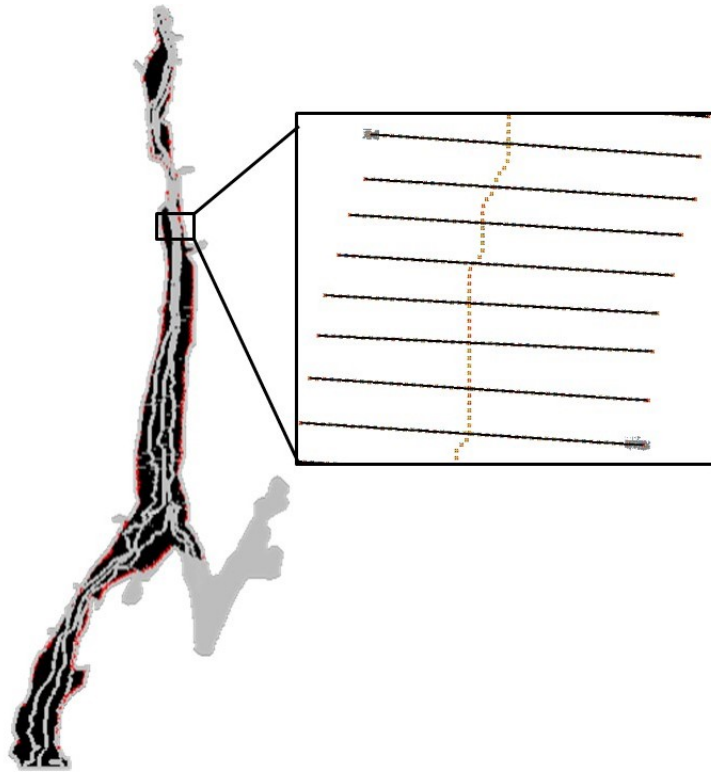


Figure 5-8: Cross-sections distribution in the hydraulic model using WMS

The upstream boundary is set at Rouses Point, and the inflow hydrograph (Figure 5-4) is imposed as the boundary condition. Fryers Dam is chosen as the downstream boundary, and the depicted rating curve (Figure 5-5) is used as the downstream condition. Rivière du Sud, a tributary to the studied reach, has a negligible flowrate; therefore, no flow is imposed at this domain limit. For this case study, the floodplain is delineated using an unsteady state.

Based on the results of the simulation using theoretical Manning's values, i.e., reference tables (Québec, 1972; Te Chow, 1959), the model's calibration is needed. Using hydrometric station data, it appears that a discharge of $1,100 \text{ m}^3/\text{s}$ was observed for several days as shown in Figure 5-3. Hence, a steady state can be assumed by this timescale, and the model calibration is performed using this flowrate. Marina St-Jean-sur-Richelieu and Rouses Point are used as control points for the model validation. After model's calibration, the flood event can be simulated using the unsteady mode. Prior to floodplain delineation using WMS, some model verification are conducted in HEC-RAS to ensure that the hydraulic solution is time step independent, a 30s time step is used for the simulations.

In addition to the deterministic approach consisting of a single line defining the floodplain boundary, this study also uses a stochastic approach that represents the floodplain boundary as a map of flood probabilities with values ranging from 0% to 100% (Smemoe et al., 2007). Manning's coefficients are randomly varied within a reasonable range of physically significant values (Table 5-2) using a Monte Carlo analysis. The deterministic floodplain delineation is conducted using calibrated Manning's coefficients (Table 5-2). A sensitivity analysis of the model's response to the search radius is performed prior to the floodplain delineation, as the final extent should be determined by the topography and not the search radius. The maximum search radius outlines the distance used to collect the nearest-stage scatter points (AQUAVEO, 2018). Several search radii are tested ranging from 1,500 to 4,000 m (Figure 5-9), and a maximum search radius of 3,500 m is chosen for the present study, as it appears to be the no-change threshold for delineated flood extents.

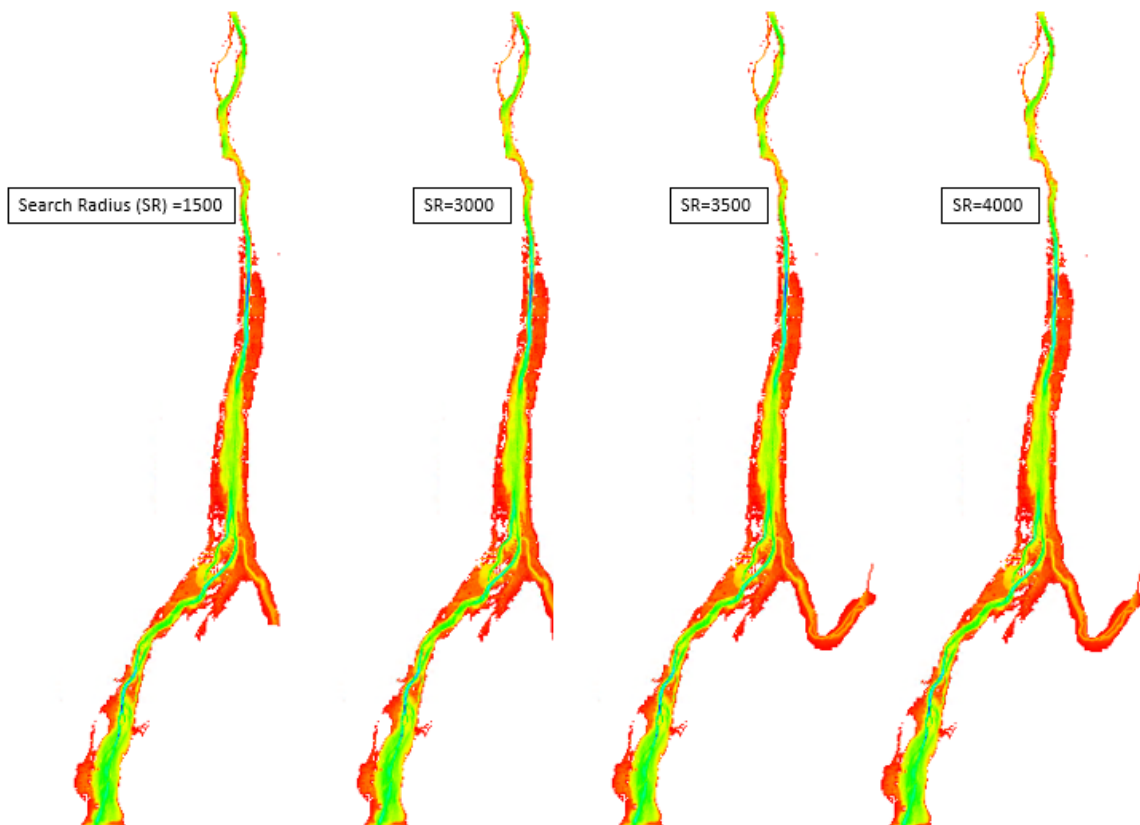


Figure 5-9: Floodplain delineation sensitivity to search radius (SR)

Table 5-2: Manning's coefficient intervals, normal (Québec, 1972; Te Chow, 1959) and calibrated values

	Manning's coefficients ($m^{-1/3} \cdot s$)			
Material	Min	Normal	Max	Calibrated
Water	0.025	0.03	0.04	0.03
Urban	0.038	0.04	0.063	0.04
Dense forest	0.045	0.07	0.11	0.07
Forest	0.035	0.05	0.06	0.05
Field	0.02	0.03	0.04	0.03
Very Dense forest	0.08	0.1	0.12	0.1
Rouses Point ->St-Paul	0.025	0.025	0.04	0.025
St-Paul ->Marina	0.025	0.03	0.04	0.039
Rapides Saint-Jean	0.03	0.04	0.04	0.031
St-Jean ->Fryers	0.025	0.03	0.04	0.039

Afterwards, the stochastic delineation is performed using a Monte Carlo analysis following the defined semi-automatic framework. First, building the hydrologic and hydraulic models should be done exclusively using the WMS interface; subsequently, the model is loaded in HEC-RAS, in which only the boundary conditions are set before running the model. A stochastic analysis within WMS can be performed using either the Latin Hypercube method or the Monte Carlo simulation. The Monte Carlo analysis is chosen as the number of simulations can be defined by the user. A total of 100 simulations were performed, so that the generated Manning's values resemble a normal distribution (AQUAVEO, 2018) (Figure 5-10 shows the Monte Carlo sample for the St. Paul – Marina material). Satisfactory results can be obtained using as few as 100 simulations when depicting a floodplain boundaries (Smemo, 2004). Since the aim of the study is to assess the model's response to roughness uncertainty, only Manning's coefficients are varied in the Monte Carlo analysis.

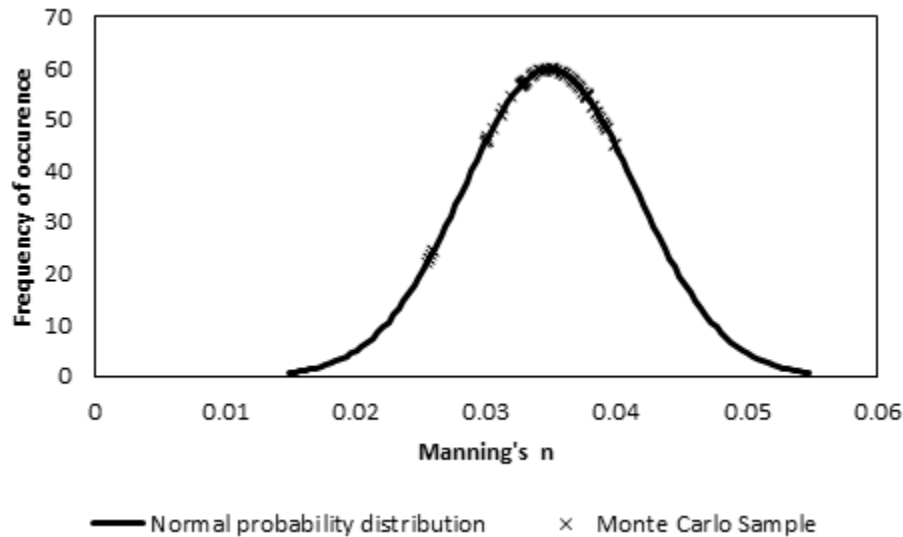


Figure 5-10: Monte-Carlo sample (normal distribution) used for the St Paul - Marina land use

Manning's n roughness coefficient intervals (using empirical formulas or reference tables) should be specified as well as the standard deviation. Given the user-defined number of simulations, Manning's n sets are sampled using either a uniform or a normal distribution. Every Manning's n set is used to delineate a deterministic flood map; 100 deterministic simulations are performed, with each WMS simulation requiring 45 minutes to be set up and run. Finally, the uncertainty is estimated based on the compilation of all the realizations, and the floodplain probability maps can be delineated. In fact, using extracted data, the user can calculate the maximum and mean floodwater depths, the floodplain area maximum and minimum extents and the probability of a flood occurrence in every cell of the studied domain. The probability of flooding at any point in the floodplain is calculated by the number of times each point is flooded divided by the total number of simulations. The estimated probability map based on the data compilation is inputted manually in WMS; the process is tedious as every estimated value is entered individually for all the model's elements – 92,409 elements for this case study.

5.5 Results and discussion

When calibrating Manning coefficients, we find that the river's friction factors have more influence on the obtained results. As the elevation's variation from upstream (Rouses Point) to Marina St. Jean is not very significant, this reach portion was the most affected by the flooding. Manning's variation in this river section has more of an effect on the upstream water level (Rouses Point) than

on Marina's water level. However, Manning's variation in the section of Rapides of St-Jean-sur-Richelieu has a great effect on Marina's water level. Calibrated Manning's coefficients show a good agreement between the simulated water elevations and the observed data (Table 5-3) for the steady state flow rate ($1,100 \text{ m}^3/\text{s}$). The simulations using the 13 days' hydrograph data produce satisfactory results, with the maximum water level's discrepancy being 16 cm (at Marina's station) compared to the observed data (Figure 5-11).

Table 5-3: Water levels for $1,100 \text{ m}^3/\text{s}$ steady flow rate

Station	Water level (m)		
	Observed	Simulated normal_n	Simulated calibrated_n
Rouses	30.75	30.70	30.75
Marina	29.87	29.74	29.81

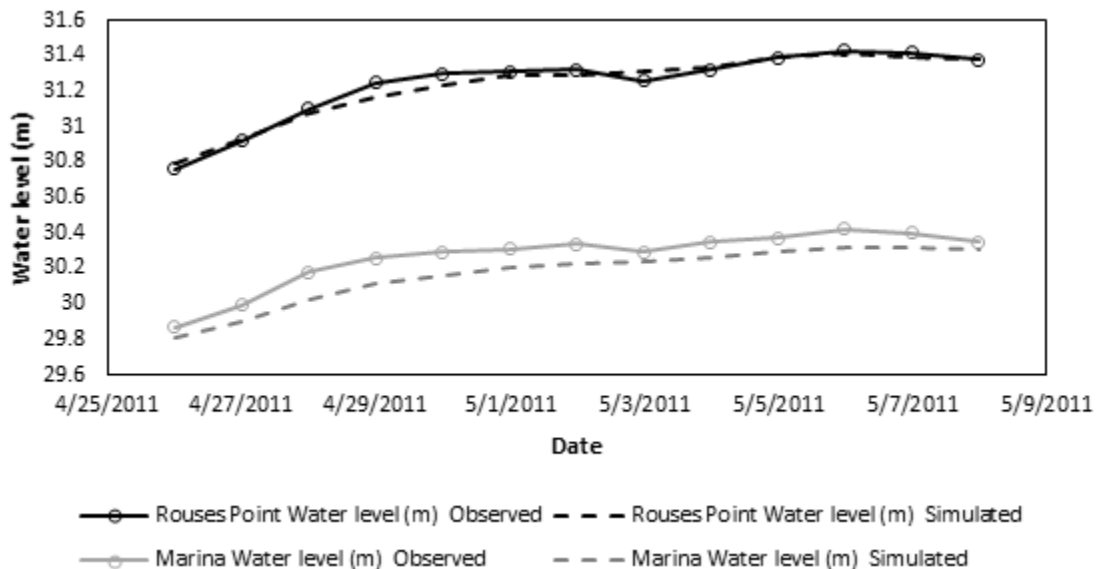


Figure 5-11: Model calibration results, comparison of simulated and observed (Paré 2014)

Figure 5-12 shows the deterministic floodplain boundary on May 8th, compared to the image taken by the NASA earth observatory image (NASA, 2011) for the same date. Some discrepancies can be observed, especially in the river tributary area. This is very likely due to the cross-sectional representation of the domain in WMS. In fact, building the hydraulic model for use by HEC-RAS requires some adjustments as HEC-RAS does not allow more than 20 Manning's coefficients per cross-section. Hence, the restricted use of roughness parameters is thought to be the cause of these

differences. Apart from this slight discordance, the outcome reflects, generally, a good degree of concordance between both models' flood extents and the NASA image.

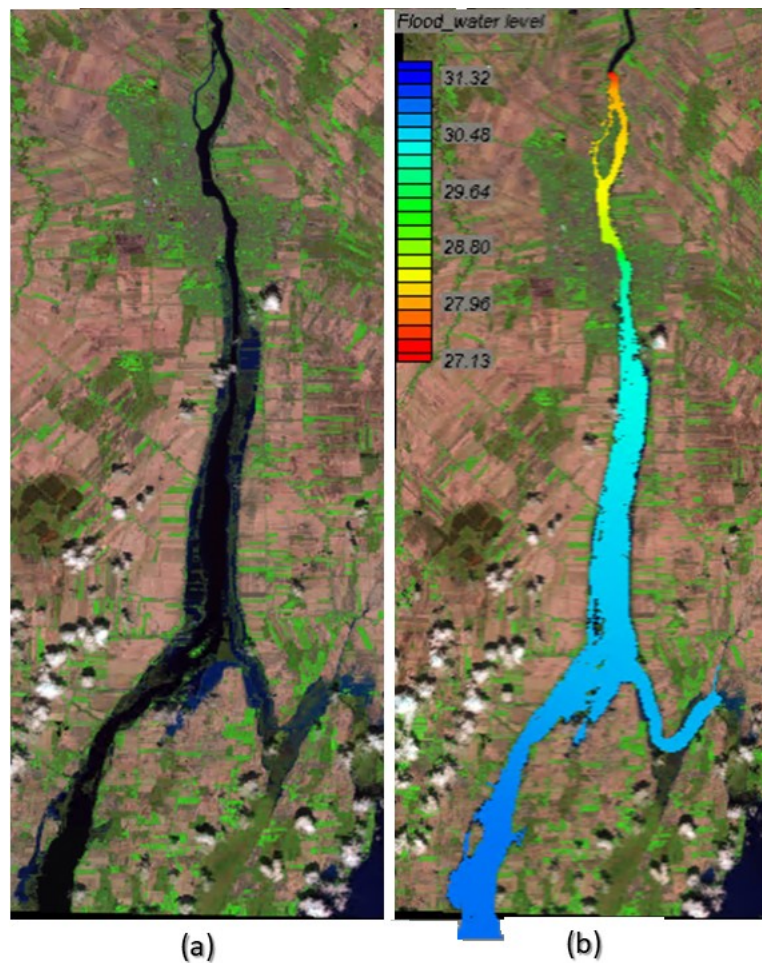


Figure 5-12: Comparison of simulated floodplain maps using (a) NASA image and (b) WMS (May 8th)

Since the aim of this study is to compare deterministic and probabilistic floodplain boundaries, a stochastic analysis is performed using a Monte Carlo analysis with Manning's coefficients as the only variables. Figure 5-13 portrays the probability values distribution of the model; frequent probabilities are 0 or 100%. Thus, for this studied area, there are mainly two possibilities: points are either inside or outside of the floodplain. These results can be anticipated, as the site topography is fairly flat. Hence, Manning's coefficients will affect more the water level calculation. Thus, in this case, Manning's n will impact the flood-damage assessment.

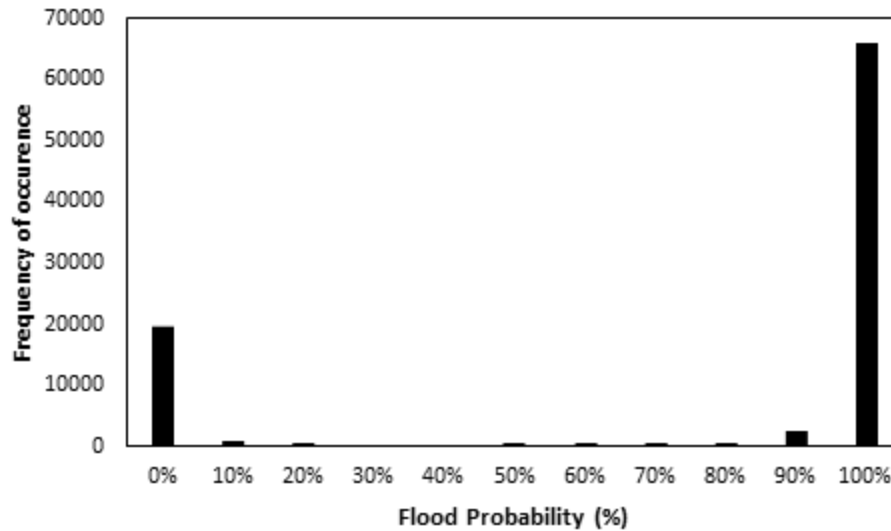


Figure 5-13: Probability histogram showing frequency of points with different probability values

The maximum and mean water depths estimated using stochastic modeling are compared to their counterparts for the deterministic simulation (Table 5-4). No significant change occurred.

Table 5-4: Floodplain water depth changes

	Stochastic simulation	Deterministic simulation
Maximum value (m)	14.23	14.07
Mean (m)	1.74	1.78
Standard Deviation (m)	2.28	2.30

Based on estimated probabilities for all the simulations, correlation coefficients were calculated to identify which run best approximates the compiled data. The calculated correlation coefficients ranged from 0.76 to 0.99. Figure 5-14 portrays the depicted probability map for the studied area using the results of the run offering the best correlation (run 5).

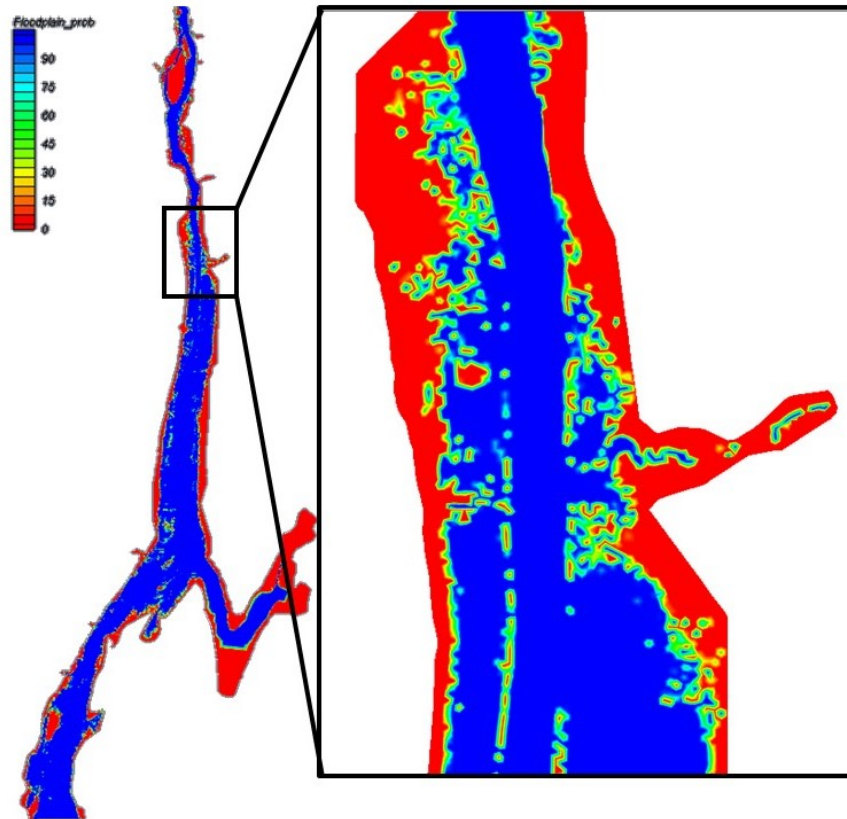


Figure 5-14: Floodplain probability map for Richelieu River using WMS

Differences in the floodplain boundaries were visualized for every combination of Manning's n coefficients used in the stochastic modeling. The floodplain area change varies from -16% to 2% compared to the deterministic models; Figure 5-15 depicts the limits of the minimal and maximal extents. Comparing the results of the performed simulations, it appears that Manning's impact on the flood extent occurred mainly upstream of the Marina station and in the tributary area.

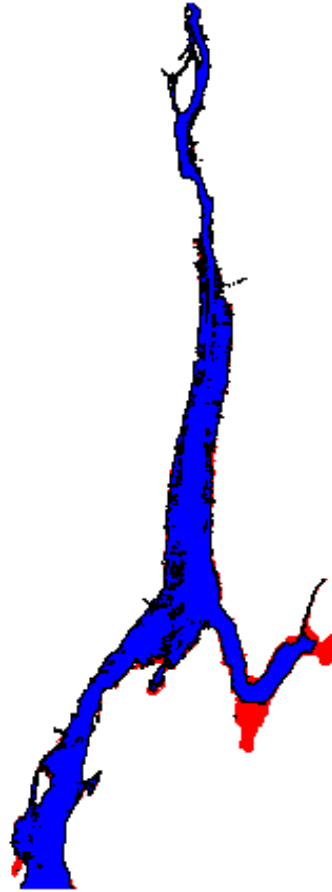


Figure 5-15: Floodplain extent comparison: Maximum extent (red area); Minimum extent (blue area)

The set of Manning's coefficients causing the most damage is listed in Table 5-5. Interestingly, high values of Manning's roughness did not necessarily cause the most damage.

Table 5-5: Manning « n » causing the most damages

Materials	Manning ($\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s}$)
Field	0.0386
Forest	0.0557
Urban	0.0395
Water	0.0381
Very dense forest	0.0939
Dense forest	0.0688
Rouses Point - >St Paul	0.0336
St Paul - > Marina St Jean	0.0390
St Jean Fryers	0.0378
Rapides Saint-Jean	0.0350

To push the analysis further, validation data are not supposed to be available for Manning's coefficients calibration. This assumption would not impact the probabilistic map as Manning's n are varied within intervals; however, the deterministic single line floodplain will be prone to some additional errors. For instance, using Manning's normal values (Table 5-2) will underestimate the floodplain extent by approximately -27%. Hence, the best method for delineating flood maps is to following a stochastic approach (Smemoe, 2004), as probability maps integrate the uncertainties of the model's parameters.

5.6 Conclusion

This study describes a framework to delineate floodplain maps using WMS with Manning's coefficients as the only stochastic variables. A flood hazard map is a combination of hydrologic and hydraulic modeling. As the model's input parameters are prone to uncertainties, probabilistic flood maps are proven to be valuable, as they effectively summarize and bring together possible scenarios for flood events by portraying the model's uncertainties. In cases for which field data is seldom available, the impact of the uncertainties may be misleading for decision makers. Hence, this study discloses areas that need future attention, namely, the stochastic modeling. In fact, stochastic analysis can be subject to uncertainties; criteria should be developed to determine whether, for a particular problem, a Latin Hypercube method or a Monte Carlo analysis should be chosen, and which probability distribution is better suited for an identified stochastic variable. Finally, enhancing flood hazard estimation is crucial in flood risk management, and a probabilistic floodplain delineation could be of considerable added value for decision makers as it enhances the credibility of flood map estimation.

5.7 Acknowledgement

This research was supported in part by a National Science and Engineering Research Council (NSERC) Discovery Grant for the corresponding author, application No: RGPIN-2016-06413, and a Hydro-Quebec and NSERC Collaborative Research and Development Grant, application No: CRSNG RDC 491880 - 15.

5.8 Conflict of interest

The authors declare no conflict of interest.

CHAPITRE 6 RÉSULTATS COMPLÉMENTAIRES

Dans ce chapitre, plusieurs éléments qui n'ont pas été abordés jusqu'à présent, tels que la comparaison des zones inondables déterministes issues de simulations 1D et 2D, seront discutés et approfondis. Le présent chapitre est développé à la lumière de l'approche proposée dans le chapitre 5, en présentant pour le cas de la rivière Richelieu, une comparaison des cartes d'inondations déterministes obtenues par les modèles SRH-2D, pour la modélisation 2D et HEC-RAS, pour la modélisation 1D, ainsi qu'une comparaison de carte probabiliste issue du modèle WMS avec la carte déterministe du modèle 2D. À la lumière de cette comparaison, des recommandations sont formulées à l'intention des gestionnaires et des professionnelles du secteur de protection contre les inondations pour renforcer la précision des cartes d'inondation pour une meilleure gestion du risque et une planification stratégique lors des événements hydrologiques extrêmes.

6.1 Délimitation des zones inondables

Il existe plusieurs méthodes de cartographie des inondations, pour les modèles 1D, la limite de la zone inondable est généralement déterminée par l'intersection entre le niveau d'eau et la surface du sol à chaque section transversale. Ensuite, l'étendue de la plaine d'inondation est évaluée à partir de toutes les coupes transversales. Des chercheurs (Noman et al., 2001; Talbot et al., 1993) ont mis au point des algorithmes permettant une interpolation des niveaux d'eau pour toutes les sections transversales afin de déterminer l'étendue de la plaine inondable. Le même modèle 1D décrit, au chapitre précédent, de la rivière Richelieu (élaboré avec WMS) sera utilisé pour cette section de la thèse.

Pour les modèles 2D, la cartographie de la zone inondable est déterminée à chaque point du maillage où la hauteur d'eau est nulle. À l'instar de la modélisation unidimensionnelle, la simulation 2D de l'inondation survenue à la rivière Richelieu sera faite à l'aide du solveur SRH-2D, avec le logiciel SMS. La même topographie du modèle 1D est utilisée. En se basant, sur une étude antérieure (Paré, 2014), le pas de temps choisi est de 40 s, et la discrétisation du maillage est de 40 m. Le maillage final a un nombre total de 90 766 nœuds et 177 533 éléments. Comme pour le modèle 1D, 10 coefficients de Manning sont répartis dans la zone étudiée, les valeurs choisies sont les coefficients de Manning calibrés (Tableau 6-1) pour le modèle 2D adopté par Paré (2014). Le Shapefile décrivant la couverture du sol est le même pour les deux modèles.

Tableau 6-1 : Coefficient de Manning « n » calibré (Paré, 2014)

Nom	n calibré ($\text{m}^{-1/3} \cdot \text{s}$)
Eau	0,03
Zone urbaine	0,04
Forêt dense	0,07
Forêt	0,05
Champs	0,03
Forêt très dense	0,1
Rouses Point ->St-Paul	0,035
St-Paul ->Marina	0,035
Rapides St-Jean	0,031
St-Jean ->Fryers	0,03

La Federal Emergency Management Agency (FEMA) fournit les directives et les normes les plus largement utilisées pour les études d'inondations, mais l'intégration des incertitudes n'est toujours pas une obligation (Smemoe et al., 2007). Comme expliqué au chapitre 5, une approche stochastique est adoptée pour représenter les limites de la plaine inondable probables (zone décrite par des pourcentages d'inondations de 0 à 100%). Les coefficients de Manning sont variés aléatoirement, en utilisant une analyse de type Monte-Carlo.

6.2 Comparaison des cartes d'inondation

6.2.1 Déterministe 1D vs 2D

Des cartes d'inondation déterministes sont délimitées à l'aide des modèles WMS et SMS. La Figure 6-1 montre l'étendue de la zone inondable avec les modèles utilisés pour la journée du 8 mai 2011, comparés à une image prise par la NASA (2011) pour la même journée. Certaines différences peuvent être relevées notamment pour la simulation 1D, en particulier dans la zone de la rivière du sud. Ceci est probablement dû à la représentation par section transversale du domaine dans WMS. En fait, la construction du modèle hydraulique utilisé par HEC-RAS nécessite quelques ajustements, car HEC-RAS ne permet pas plus de 20 coefficients de Manning par section. Par conséquent, cette utilisation restreinte des paramètres de rugosité peut être à l'origine des différences susmentionnées. Outre cette légère discordance, le résultat reflète généralement un bon degré de concordance entre les étendues d'inondation des deux modèles et l'image de la NASA.

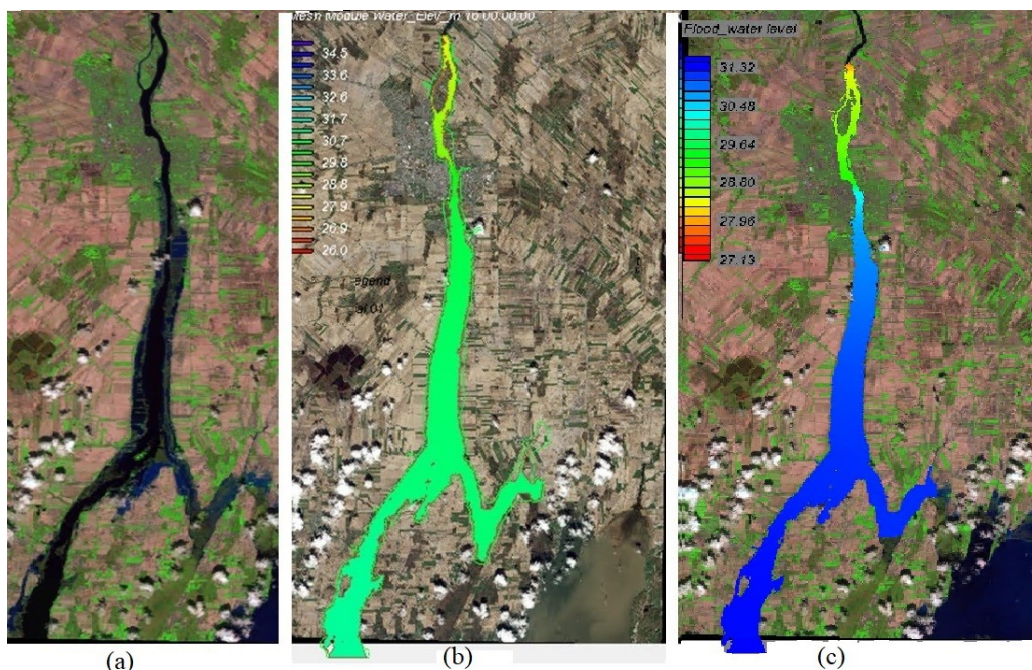


Figure 6-1 : Comparaison de l'étendu de la zone inondable entre (a) Image NASA, (b) SMS et (c) WMS pour la journée du 8 Mai 2011

Ensuite, les valeurs des niveaux d'eau simulés sont examinées pour les points de contrôle choisis à savoir les stations Rouses et Marina (Figure 6-2). Les différences maximales relevées étaient de 10 cm et 15 cm pour le modèle 2D et 1D respectivement. Les résultats de la cartographie de zones inondables déterministes démontrent que généralement les modèles 2D sont plus efficaces et plus précis que les modèles 1D. La superficie de la zone inondée pour les deux modèles est 92,88 Km² et 88,04 Km² pour les modèles 2D et 1D respectivement, soit un écart de 4,84 Km².

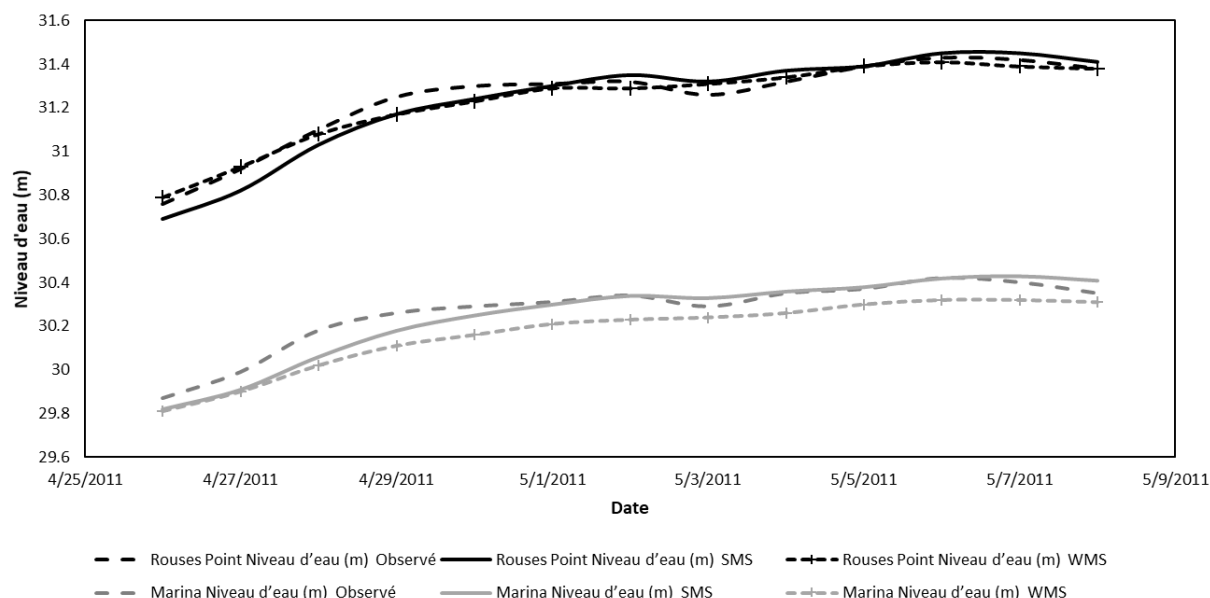


Figure 6-2 : Comparaison des niveaux d'eau calculés par SMS et WMS aux niveaux observés dans les stations Rouses Point et Marina

6.2.2 Déterministe 2D vs stochastique 1D

Les résultats de la carte d'inondation probabiliste réalisée avec le modèle WMS (Section 5.4) sont comparés à ceux obtenus avec la délimitation déterministe avec le modèle 2D. D'abord, les profondeurs maximales et moyennes estimées à l'aide de la modélisation stochastique sont comparées à leurs paires pour la simulation déterministe (Tableau 6-2). Quelques changements se sont produits dans les niveaux d'eau maximal et moyen, l'augmentation des profondeurs d'inondation maximale et moyenne étant respectivement de 0,81 mètres et de 0,27 mètres.

Tableau 6-2 : Variation des hauteurs dans la zone inondable

	Sym Stochastique 1D	Sym Déterministe 2D
Valeur maximale (m)	14,23	13,42
Moyenne (m)	1,74	1,47
Déviatiion standard (m)	2,28	2,12

La superficie de la plaine inondable du modèle déterministe 2D est toujours plus grande que celle stochastique mais l'écart est réduit de 1,6 Km².

L'ensemble des coefficients de Manning causant le plus de dommages (Table 5-5) est utilisé dans SMS. La Figure 6-3 permet de visualiser la différence entre les limites de la plaine d'inondation, la couleur bleue décrit les zones inondées supplémentaires causées par l'ensemble n obtenu par les tirages avec la méthode Monte-Carlo. À partir du 10^{ème} jour de simulation, l'étendue de la plaine inondable est presque identique au cas initial (Manning calibré). Cependant, les hauteurs d'eau varient, comme montré dans le Tableau 6-3 pour la journée du 8 Mai 2011.

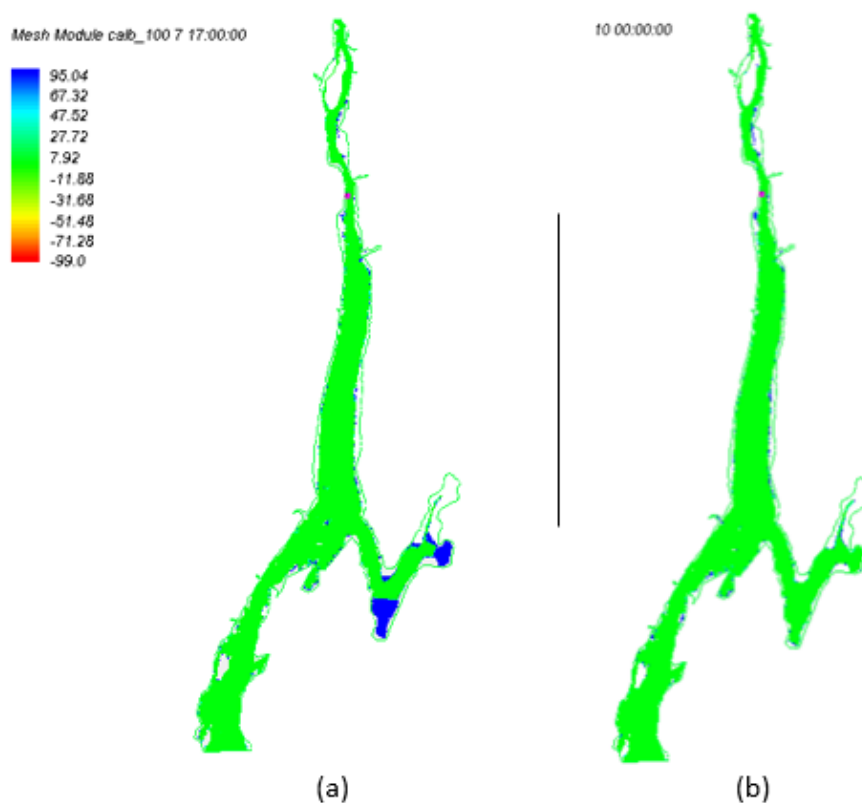


Figure 6-3 Comparaison des limites de cartes déterministes en utilisant le tirage de « n » causant le plus de dommages et les coefficients calibrés : (a) 7^{ème} jour de simulation; (b) 10^{ème} jour de simulation

Tableau 6-3: Variation des hauteurs d'eau en utilisant les coefficients de Manning causant le plus de dommages en comparaison avec les coefficients calibrés initiaux

	n_calib	n_dmg
Hauteur d'eau max. (m)	14,09	14,28
Hauteur d'eau moy. (m)	1,86	2,03
Déviat. std. (m)	2,27	2,30

6.3 Recommandations et conclusion

Le modèle 2D permet d'obtenir une bonne approximation de la réalité, ainsi la nécessité du recours à une analyse stochastique peut être remise en question. La réponse à ce questionnement est que pour ce cas d'étude, la calibration du modèle 2D était assez précise, en vue de la disponibilité des données pour la période avant et après l'inondation, de même les données disponibles couvraient un large spectre de débits. Ainsi, au cas où les débits disponibles étaient inférieurs à $600 \text{ m}^3/\text{s}$, l'erreur sur l'estimation du coefficient de Manning serait importante, car la calibration sera effectuée sans tenir compte de la rugosité de la plaine inondable. Ainsi, dans les cas où les données d'observation sont rares ou quasi inexistantes, comme dans le cas d'une rupture de barrage, une simulation stochastique peut être recommandée, car elle permet aux utilisateurs une meilleure prise en compte des incertitudes du modèle. De toute évidence, les prévisions devraient être accompagnées d'une estimation de la profondeur de l'eau pour les zones inondables probables, en tant qu'indice décisionnel. En fait, les cartes d'inondation probabilistes permettent de visualiser les incertitudes des limites de la plaine inondable en fonction des paramètres perturbés, ce qui peut s'avérer très utile pour la planification des mesures d'urgence. En effet, avec ces outils, les professionnels peuvent émettre un jugement réfléchi pour la gestion du risque, principalement au niveau des ressources à mobiliser et des mesures à prendre en fonction de la probabilité d'inondation estimée.

CHAPITRE 7 DISCUSSION GÉNÉRALE

Comme il a été mentionné à plusieurs reprises, cette thèse porte sur la réduction d'incertitudes dues au coefficient de Manning. L'intérêt pour ce paramètre est justifié par le fait qu'il ne s'agit pas d'une mesure relevée directement sur le terrain, de plus son estimation est subjective, car elle repose majoritairement sur le jugement professionnel. Ainsi, ce paramètre a évolué d'un statut de paramètre de rugosité à un paramètre de calibration (Hunter et al., 2005; Nicholas, 2005). La méthodologie déployée a investi l'essentiel des efforts sur les axes définis par les objectifs de recherche identifiés au chapitre 1.

7.1 Investigation de la régression entre les valeurs des coefficients de Manning pour les mêmes données de calibration de modèles 1D et 2D

Ce premier objectif a été abordé et approfondi de façon novatrice à l'aide d'études numériques et expérimentales au laboratoire. La méthodologie adoptée s'appuie d'abord sur la mise au point d'un montage expérimental d'un écoulement dans un canal rectangulaire pour différentes configurations géométriques, en utilisant des butées, et des constitutions du fond (plusieurs rugosités). Originellement, plusieurs expériences ont été réalisées, en variant le débit. L'examen des résultats a révélé que pour les débits inférieurs au débit maximal utilisé, les coefficients de Manning obtenus par la méthode de pente d'énergie (n_{1D}) sont surestimés et ne représentent pas les matériaux réels, de même pour les valeurs calibrées automatiquement (n_{2D}) (calibration automatique en utilisant tous les points de la ligne centrale) (Tableau 7-1). Cette incohérence peut être due à l'espacement entre les points mesurés, ou à l'erreur relative sur les mesures des hauteurs d'eau (L'erreur est importante lorsque les hauteurs d'eau mesurées sont plus faibles).

Tableau 7-1: Coefficients de Manning obtenus avec des débits inférieurs au débit max

	$n_{2D} (m^{1/3} \cdot s)$	$n_{1D} (m^{1/3} \cdot s)$
$Q=0,037 \text{ m}^3/s$	0,1	0,046 - 0,11
$Q=0,086 \text{ m}^3/s$	0,077	0,023 - 0,057

En effet, un test de vérification a été réalisé, des coefficients de Manning sont attribués au modèle 2D du canal et à partir des résultats de modélisation, les coefficients de Manning sont recalculés avec la méthode de variation de la profondeur, pour le cas de fond plat sans butée. La Figure 7-1

résume les résultats obtenus, les coefficients de Manning sont inversement proportionnels au débit, ils se rapprochent des valeurs estimées au fur et à mesure que le débit augmente. Ce qui justifie le choix de garder uniquement les résultats pour le débit maximal.

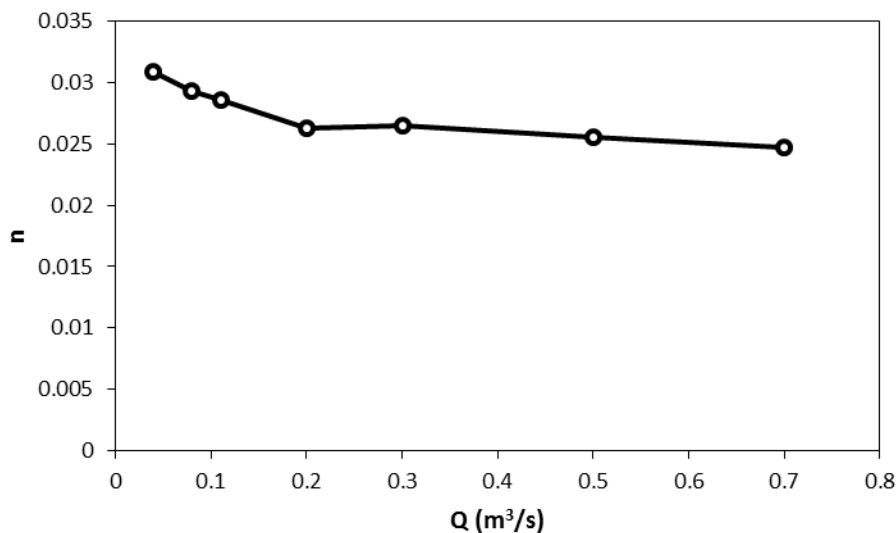


Figure 7-1: Variation du coefficient de Manning en fonction du débit

Ces mesures expérimentales ont contribué à décrire les différences entre les phénomènes considérés dans la calibration du coefficient de Manning pour les modèles 1D et 2D. Cependant, aucune corrélation entre les coefficients n a été trouvée. Pour pallier le problème d'échelle, une étude de cas de rivière réelle a été traitée, il s'agit d'un tronçon de la rivière Ha! Ha! dans la région du Saguenay-Lac-Saint-Jean, Québec, Canada. Cette deuxième étude a ratifié les résultats de la première expérience, invalidant ainsi la prémisse centrale d'une corrélation potentielle. Un test supplémentaire, qui a fait l'objet d'un article de conférence publié « NUMERICAL STUDY COMPARING ESTIMATED 1D and 2D MANNING'S COEFFICIENTS », a été réalisé en se basant sur deux expériences numériques : la première utilisant un canal prismatique droit pour simuler l'écoulement unidimensionnel; et la seconde utilisant un canal rectangulaire courbé pour souligner l'effet 2D de l'écoulement. L'écoulement dans les deux cas est modélisé par un modèle 2D, les paramètres de rugosité de Manning (n_{2D}) étant donnés. Ensuite, les résultats des deux expériences numériques sont utilisés pour recalculer les coefficients de Manning (n_{1D}), pour chaque cas, par la méthode de la pente d'énergie en utilisant la ligne centrale pour les calculs. Les résultats de ce test montrent un bon accord entre les coefficients de Manning donnés (n_{2D}) et (n

1D) estimés en configuration droite, tandis que la deuxième configuration montre une divergence, dans la mesure que pour un n_{2D} , un ensemble de valeurs n_{1D} est généré.

Néanmoins, cette étude réaffirme la raison de la notoriété grandissante de l'utilisation des modèles bidimensionnels. En effet, l'expérience de l'alignement de la rivière de Ha! Ha! a révélé que le modèle 1D ne tient pas compte des méandres et considère les sections transversales comme étant alignées, ce fait que l'onde dynamique se transmet beaucoup plus rapidement que la réalité, vu que la topographie ne rend plus compte de la situation réelle, lorsque le cours d'eau n'est pas droit.

7.2 Prise en compte des incertitudes liées au coefficient de Manning

Bien que la non-linéarité du problème d'optimisation puisse entraîner la présence d'optimums locaux ainsi qu'un risque d'équifinalité (Lepage, 2017), l'utilisation de la calibration automatique diminue largement la subjectivité encourue lors d'une calibration manuelle.

En outre, cette thèse a permis de défricher un vaste champ de recherche, soit celui des incertitudes, et plus précisément la prise en compte des incertitudes liées au coefficient de Manning. Ainsi, la méthodologie a été appliquée à un tronçon de la rivière de Richelieu, située dans la province du Québec, Canada. Une carte d'inondation probabiliste a été réalisée pour quantifier l'incertitude liée à la variable d'entrée « n » du modèle. Pour cela, une approche semi-automatique, basée sur l'outil WMS, a été développée. Une technique d'échantillonnage aléatoire basée sur une analyse de Monte-Carlo a été utilisée, en introduisant les intervalles de valeurs proposées aux tableaux de Manning de Chow (Te Chow, 1959). Deux analyses stochastiques ont été réalisées, en utilisant 30 et 100 simulations Monte-Carlo respectivement. Pour chaque jeu de variables échantillonnées, des simulations déterministes ont été réalisées. La compilation de l'ensemble des résultats a permis d'identifier les plaines inondables avec des probabilités allant de 0 à 100%. L'approche a été appliquée à un modèle 1D calibré, dont la solution ne dépend que de la variation de paramètres hydrauliques. La comparaison des valeurs échantillonnées de 100 et 30 tirages, montre une répartition semblable avec une densité de points plus importante pour le cas avec plus de points (Figure 7-2).

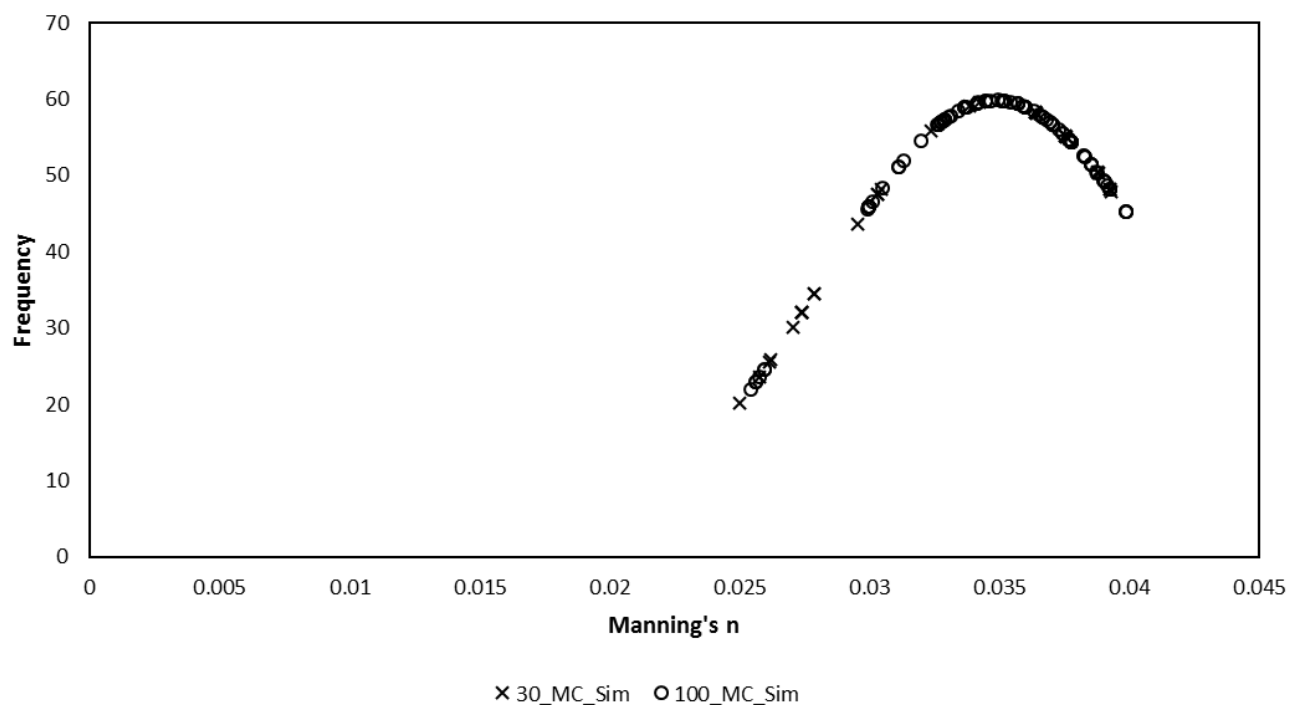


Figure 7-2: Distribution des échantillons de coefficient de Manning

L'étendue de la plaine inondables pour les deux analyses stochastiques est presque identique, de même que pour les hauteurs d'eau (Tableau 7-2). Ainsi, il n'y avait pas besoin de procéder à une nouvelle analyse avec plus de points.

Tableau 7-2: Comparaison de la variation des hauteurs d'eau pour 30 et 100 simulations Monte-Carlo

	Sym Stochastique _30	Sym Stochastique _100
Valeur maximale (m)	14,29	14,23
Moyenne (m)	1,73	1,74
Déviatiion standard (m)	2,29	2,28

L'analyse stochastique a tout son intérêt lorsque les données de calibration et/ou de validation sont absentes. Une connaissance approximative des données de la couverture du sol aiderait à définir les intervalles de variation des coefficients de Manning, permettant ainsi de lancer le processus de délimitation des zones inondables.

7.3 Recommandations à l'attention des ingénieurs et autres praticiens à propos de l'estimation des valeurs du coefficient de Manning pour les modèles 2D

La calibration automatique s'est imposée comme technique prodigieuse pour l'estimation des coefficients de Manning pour les modèles 2D et réduire les écarts entre les données simulées et mesurées. Au prime abord, la calibration automatique se manifeste comme un processus assez simple, tant s'en faut. Outre l'aspect de programmation informatique, certaines précautions doivent être prises pour la calibration même. En effet, avant de lancer le processus, l'utilisateur doit impérativement obtenir la solution hydraulique – indépendante du choix de maillage, pas de temps ou du choix de modèle de turbulence. Dans cette même optique de réduction des erreurs numériques induites par l'outil utilisé, il a été observé que le maillage ne devrait pas être affiné plus que la topographie, car ceci entraîne des erreurs numériques dues à l'interpolation. La calibration automatisée est d'autant plus efficace si les intervalles physiques de variation des coefficients de Manning (Te Chow, 1959) sont spécifiés (Lavoie & Mahdi, 2017; Lepage, 2017). Le choix des points d'observations est important pour une meilleure calibration. En fait, utiliser le plus de points possible améliore naturellement la qualité de calibration, mais ceci peut allonger les temps de calcul sans réel gain de précision par rapport à une calibration avec moins de points. Par ailleurs, il faut s'assurer que le nombre de points de calibration est supérieur ou égal au nombre de paramètres calibrés, et que les points choisis ont une incidence sur les résultats du modèle. En outre, il appartient à l'utilisateur de juger de l'acceptabilité de la valeur résiduelle obtenue entre les valeurs simulées et observées.

En utilisant des méthodes déterministes classiques, les ingénieurs ont recours à des revanches sécuritaires pour atténuer l'effet des incertitudes. Par exemple, à Hydro-Québec, les résultats de modèle 1D de rupture de barrage sont majorés en multipliant la hauteur d'eau par 1,15 (Fahsi, Soulaïmani, & Tchamen, 2010; Joannette, Quach, Gagnon, & Marche, 2001). De même, dans le secteur de la protection contre les inondations, l'US Army Corps of Engineers (USACE) (Council, 2000) recommande d'ajouter 3 pieds au-dessus de la crête des digues de protection. Ces techniques traditionnelles sont perçues comme étant *ad hoc* (Fahsi et al., 2010; Smemoe, 2004). Les méthodes basées sur les techniques probabilistes offrent le meilleur compromis permettant de tenir compte des incertitudes. L'étude menée sur le tronçon de la rivière Richelieu a révélé la fiabilité des cartes

probabilistes basées sur l'analyse de Monte-Carlo. Actuellement, seules des modèles 1D ont fait l'objet d'analyse stochastique, l'intégration d'outils stochastiques aux modèles 2D serait un pas supplémentaire vers une meilleure qualité de prévision.

CHAPITRE 8 CONCLUSION GÉNÉRALE

Des efforts laborieux ont été déployés pour la prise en compte des incertitudes liées au coefficient de Manning « n », pour éviter l'écueil d'une modélisation hydrodynamique fallacieuse. Les solutions proposées permettent de maîtriser et atténuer les incertitudes, mais ne peuvent prétendre à être exemptes de limitations. Cette conclusion se présente en deux parties: d'abord, une synthèse des travaux effectués suivie d'une mise en exergue des limites de ce travail.

8.1 Synthèse des travaux

Cette thèse présente un ensemble de travaux de recherche qui s'inscrivent dans le champ des incertitudes, et plus précisément, la prise en compte des incertitudes liées au coefficient de Manning. Une revue de littérature exhaustive a été présentée rassemblant l'essentiel des différences entre les modèles 1D et 2D, les méthodes d'estimation du paramètre « n » ainsi qu'une documentation des sources d'incertitudes dans la modélisation hydrodynamique et les approches utilisées pour les réduire. La méthodologie adoptée s'est appuyée d'abord sur des mesures expérimentales contribuant à décrire les différences entre les phénomènes considérés dans les modèles 1D et 2D. L'expérience a démontré l'absence de corrélation entre les coefficients de Manning 1D et 2D. L'expérience numérique avec le cas d'étude de rivière réelle a secondé les résultats de laboratoire. Cette première partie de l'étude a donc suggéré une estimation du coefficient de Manning par ajustement automatique pour réduire les incertitudes et rejoint les techniques communément utilisées, qui sont déterministes.

La seconde partie de la méthodologie s'est penchée sur l'intégration des incertitudes par analyse stochastique. Cette démarche entraîne une modification sur le plan technique, particulièrement en ce qui a trait à la présentation des résultats, en comparaison avec les approches classiques. En fait, les résultats pour le cas d'inondations par exemple sont donnés avec des probabilités d'occurrence. Cette thèse retrace l'approche adoptée pour la réalisation de cartes d'inondation probabilistes comme fonction du coefficient de Manning. Cette étude a établi la procédure technique pour délimiter les cartes des plaines inondables. Comme les paramètres d'entrée du modèle sont sujets aux incertitudes, les cartes probabilistes d'inondations se révèlent utiles, car elles résument et rassemblent efficacement les scénarios possibles d'inondations en décrivant plus fidèlement les incertitudes du modèle. Bien que les modèles 2D soient plus efficaces et précis pour la cartographie

des plaines inondables, ils demeurent dépendants de la qualité des données utilisées. Ainsi, l'impact des incertitudes peut être trompeur pour les décideurs. Par conséquent, ce travail a permis de mettre en lumière plusieurs pistes de recherche, gagnant à être élucidées, afin d'augmenter la précision des modèles bidimensionnels, à savoir l'intégration de l'analyse stochastique aux modèles 2D. En fait, l'amélioration de l'estimation des risques d'inondation est cruciale dans la gestion des risques d'inondation, et la délimitation probabiliste des plaines d'inondations selon un modèle 2D pourrait constituer une valeur ajoutée considérable pour les décideurs.

8.2 Limites de la recherche

Une des limites de l'approche proposée concerne la calibration automatique, dont l'efficacité repose sur le type et le nombre d'observations utilisées. En outre, comme mentionné dans la discussion, l'acceptabilité des résultats est à la discrétion de l'utilisateur. Semblablement, l'approche probabiliste, bien qu'elle constitue une avenue encourageante pour la minimisation des incertitudes, certains défis subsistent. Le temps de calculs élevé pour les analyses de type Monte-Carlo ainsi que l'incertitude liée au choix de la distribution des variables de décision est sans doute un frein à l'application pour les modèles 2D. En fait, la durée de simulation pour les modèles 2D est étroitement liée à la taille du domaine, la finesse du maillage et au temps de simulation. Par exemple, pour 100 tirages, la simulation déterministe de la rivière Richelieu, qui dure une vingtaine à une trentaine d'heures, peut s'étendre sur 125 jours lors de l'application d'une analyse stochastique.

RÉFÉRENCES

- Alzahrani, A. S. (2017). *Application of Two-Dimensional Hydraulic Modeling in Riverine Systems Using HEC-RAS*. University of Dayton,
- AQUAVEO. (2016). SMS 12.1— the complete surface-water solution. Retrieved from <http://www.aquaveo.com/software/sms-surface-water-modeling-system-introduction>
- AQUAVEO. (2018). Hydraulics and Floodplain Modeling –Stochastic Modeling Using HEC-1 and HEC-RAS. *WMS 11.0 Tutorial*.
- Aronica, G., Hankin, B., & Beven, K. (1998). Uncertainty and equifinality in calibrating distributed roughness coefficients in a flood propagation model with limited data. *Advances in Water Resources*, 22(4), 349-365. doi:Doi 10.1016/S0309-1708(98)00017-7
- Bales, J. D., & Wagner, C. R. (2009). Sources of uncertainty in flood inundation maps. *Journal of Flood Risk Management*, 2(2), 139-147. doi:10.1111/j.1753-318X.2009.01029.x
- Barkau, R. (1982). Simulation of the July 1981 Flood Along the salt river. *Report for CE695BV, Special Problems in Hydraulics, Department of Civil Engineering, Colorado State University, Ft. Collins, CO*.
- Barnes, H. H. (1967). *Roughness characteristics of natural channels*: US Government Printing Office.
- Beven, K., & Binley, A. J. H. p. (1992). The future of distributed models: model calibration and uncertainty prediction. 6(3), 279-298.
- Bratton, A. (2017). A comparison of 1D and 2D HEC-RAS models of the napa river through the city of St. Helena, California.
- Brunner, G. W. (1995). HEC-RAS River Analysis System. Hydraulic User's Manual. Version 1.0.
- Brunner, G. W. (1997). *Hec-ras (river analysis system)*. Paper presented at the North American Water and Environment Congress & Destructive Water.
- Burnham, M. W., & Davis, D. W. (1990). Effects of Data Errors on Computed Steady-Flow Profiles. *Journal of Hydraulic Engineering-ASCE*, 116(7), 914-929. doi:Doi 10.1061/(Asce)0733-9429(1990)116:7(914)
- Canada, E. a. C. C. (2017). Richelieu Flooding...Quebec's Longest-Lived Disaster. *Top ten weather stories for 2011*.
- Capart, H., Spinewine, B., Young, D. L., Zech, Y., Brooks, G. R., Leclerc, M., & Secretan, Y. (2007). The 1996 Lake Ha! Ha! breakout flood, Québec: Test data for geomorphic flood routing methods. *Journal of Hydraulic Research*, 45(sup1), 97-109. doi:10.1080/00221686.2007.9521836
- Casas-Mulet, R., Alfredsen, K., Boissy, T., Sundt, H., Rüther, N. J. R. r., & applications. (2015). Performance of a one-dimensional hydraulic model for the calculation of stranding areas in hydropeaking rivers. 31(2), 143-155.
- CEHQ. (2018, 2018). Zones inondables - Informations générales. Retrieved from <https://www.cehq.gouv.qc.ca/zones-inond/index.htm>

- Chanson, H. (2004). 7 - Turbulent dispersion and mixing: 1. Vertical and transverse mixing. In H. Chanson (Ed.), *Environmental Hydraulics of Open Channel Flows* (pp. 81-98). Oxford: Butterworth-Heinemann.
- Chaudhry, M. H. (2007). *Open-channel flow*: Springer Science & Business Media.
- Cook, A. C. (2008). Comparison of one-dimensional HEC-RAS with two-dimensional FESWMS model in flood inundation mapping. *Graduate School, Purdue University, West Lafayette*.
- Coon, W. F. (1998). *Estimation of roughness coefficients for natural stream channels with vegetated banks* (2441). Retrieved from <http://pubs.er.usgs.gov/publication/wsp2441>
- Council, N. R. (2000). *Risk analysis and uncertainty in flood damage reduction studies*: National Academies Press.
- Cowan, W. (1956). Estimating hydraulic roughness coefficients. *Agricultural Engineering*, 37(7), 473-475.
- De Doncker, L., Troch, P., Verhoeven, R., Bal, K., Meire, P., & Quintelier, J. J. E. f. m. (2009). Determination of the Manning roughness coefficient influenced by vegetation in the river Aa and Biebrza river. 9(5), 549-567.
- Deal, E. C. (2016). *A Comparison Study of One-and Two-Dimensional Hydraulic Models for River Environments*. University of Kansas,
- Delenne, C., Cappelaere, B., & Guinot, V. (2012). Uncertainty analysis of river flooding and dam failure risks using local sensitivity computations. *Reliability Engineering & System Safety*, 107, 171-183. doi:10.1016/j.res.2012.04.007
- Delenne, C., Guinot, V., & Cappelaere, B. (2013). Local sensitivity for uncertainty analysis in one-dimensional open channel flow modelling. *Houille Blanche-Revue Internationale De L Eau*(1), 50-59. doi:10.1051/1hb/2013008
- Deslauriers, S. (2017). *Développement d'un outil de calibration automatique pour tout modèle de rivière basé sur le logiciel SRH-2D*. École Polytechnique de Montréal,
- Deslauriers, S., & Mahdi, T. (2018). Flood modelling improvement using automatic calibration of two dimensional river software SRH-2D. *Natural hazards*, 91(2), 697-715. doi:10.1007/s11069-017-3150-6
- Doherty, J. (1994). PEST: a unique computer program for model-independent parameter optimisation. *Water Down Under 94: Groundwater/Surface Hydrology Common Interest Papers Preprints of Papers*, 551.
- Doherty, J. (2008). PEST, Model Independent Parameter Estimation-User manual: Brisbane, Australia, Watermark Numerical Computing, accessed October 1, 2009. In.
- Fahsi, A., Soulaïmani, A., & Tchamen, G. W. J. C. J. o. C. E. (2010). Application of reliability techniques for the estimation of uncertainties in fluvial hydraulics simulations. 37(7), 991-1002.
- FEMA. (2003). *Guidelines and Specifications for Flood Hazard Mapping Partners*. Federal Emergency Management Agency

- FEMA. (2016). *Guidance for Flood Risk Analysis and Mapping - General Hydraulics Considerations*. Federal Emergency Management Agency Retrieved from www.fema.gov/guidelines-and-standards-flood-risk-analysis-and-mapping
- Fenton, J. (2010). Computational hydraulics.
- Fread, D. (1976). Theoretical development of implicit dynamic routing model. *HRL-113, Hydrologic Research Laboratory, National Weather Service, Silver Spring, Maryland*.
- French, R. H. (1985). Open-channel hydraulics.
- Géobase (Producer). (2000). Couverture du sol du Canada.
- Godunov, S. K. J. M. S. (1959). A difference method for numerical calculation of discontinuous solutions of the equations of hydrodynamics. 89(3), 271-306.
- Graf, W. H. (2000). *Hydraulique fluviale: écoulement et phénomènes de transport dans les canaux à géométrie simple* (Vol. 16): PPUR presses polytechniques.
- Hajjout, N., & Mahdi, T. (2018). *AUTOMATIC CALIBRATION TOOL FOR 2D HYDRODYNAMICS MODELING*. Paper presented at the CSCE, Fredericton.
- Henderson, F. M. (1996). *Open channel flow*: Macmillan.
- Hingray, B., Picouet, C., & Musy, A. (2009). *Hydrologie: Une science pour l'ingénieur* (Vol. 2): PPUR presses polytechniques.
- Horritt, M. S., & Bates, P. D. (2002). Evaluation of 1D and 2D numerical models for predicting river flood inundation. *Journal of Hydrology*, 268(1-4), 87-99. doi:Pii S0022-1694(02)00121-X Doi 10.1016/S0022-1694(02)00121-X
- Hsieh, T. Y., & Yang, J. C. (2003). Investigation on the suitability of two-dimensional depth-averaged models for bend-flow simulation. *Journal of Hydraulic Engineering-ASCE*, 129(8), 597-612. doi:10.1061/(Asce)0733-9429(2003)129:8(597)
- Hubert, C. (2004). The Hydraulics of Open Channel Flow: An Introduction. In: Elsevier Butterworth-Heinemann.
- Hunter, N. M., Bates, P. D., Horritt, M. S., De Roo, P., Werner, M. G. J. H., & Sciences, E. S. (2005). Utility of different data types for calibrating flood inundation models within a GLUE framework. 9(4), 412-430.
- Joannette, J., Quach, T., Gagnon, J., & Marche, C. J. H.-Q., Montréal. (2001). Guide des études de rupture de barrage.
- Jowett, I. G., & Duncan, M. J. (2012). Effectiveness of 1D and 2D hydraulic models for instream habitat analysis in a braided river. *Ecological Engineering*, 48, 92-100. doi:10.1016/j.ecoleng.2011.06.036
- Julien, P., Klaassen, G., Ten Brinke, W., & Wilbers, A. (2002). Case study: bed resistance of Rhine River during 1998 flood. *Journal of Hydraulic Engineering*, 128(12), 1042-1050.
- Kapelan, Z. (2002). *Calibration of water distribution system hydraulic models*. University of Exeter,
- Kmusser. (2006). Bassin versant de la Richelieu. In Champlainmap (Ed.): Wikimedia Commons.

- Knight, D., Hazlewood, C., Lamb, R., Samuels, P., & Shiono, K. (2018). *Practical Channel Hydraulics* (Vol. 2nd edition): London: CRC Press.
- Koivumaki, L., Alho, P., Lotsari, E., Kayhko, J., Saari, A., & Hyypä, H. (2010). Uncertainties in flood risk mapping: a case study on estimating building damages for a river flood in Finland. *Journal of Flood Risk Management*, 3(2), 166-183. doi:10.1111/j.1753-318X.2010.01064.x
- Lai, Y. (2008). SRH-2D version 2: Theory and User's Manual. *Sedimentation and River Hydraulics—Two-Dimensional River Flow Modeling*, US Department of Interior, Bureau of Reclamation, November.
- Lai, Y. (2009). Two-dimensional depth-averaged flow modeling with an unstructured hybrid mesh. *Journal of Hydraulic Engineering*, 136(1), 12-23.
- Lavallée, D., Marche, C., & Quach, T. (2000). De nouvelles approches pour quantifier le risque de rupture d'une retenue d'eau. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 27(6), 1217-1229.
- Lavoie, B., & Mahdi, T. (2017). Comparison of two-dimensional flood propagation models: SRH-2D and Hydro_AS-2D. *Natural hazards*, 86(3), 1207-1222. doi:10.1007/s11069-016-2737-7
- Leandro, J., Chen, A. S., Djordjevic, S., & Savic, D. A. (2009). Comparison of 1D/1D and 1D/2D Coupled (Sewer/Surface) Hydraulic Models for Urban Flood Simulation. *Journal of Hydraulic Engineering-ASCE*, 135(6), 495-504. doi:10.1061/(ASCE)Hy.1943-7900.0000037
- Lee, H.-L., & Mays, L. W. (1986). Hydraulic uncertainties in flood levee capacity. *Journal of Hydraulic Engineering*, 112(10), 928-934.
- Lepage, F. (2017). *Calibration automatique de modèles hydrodynamiques de rivière basés sur le logiciel bidimensionnel HYDRO-AS_2D*. École Polytechnique de Montréal,
- Liggett, J. A. (1975). Basic equations of unsteady flow. Unsteady Flow In Open Channels, edited by K. Mahmood and V. Yevjevich, Vol. I, Chapter 3, 29-62. *Water Resour. Pub., Ft. Collins, Colorado*.
- Mahdi, T. (2009). Semi-two-dimensional numerical model for river morphological change prediction: theory and concepts. *Natural hazards*, 49(3), 565-576. doi:10.1007/s11069-008-9304-9
- Mahdi, T., & Marche, C. (2003). Prévision par modélisation numérique de la zone de risque bordant un tronçon de rivière subissant une crue exceptionnelle. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 30(3), 568-579. doi:10.1139/103-018
- Mailapalli, D. R., Raghuwanshi, N. S., Singh, R., Schmitz, G. H., & Lennartz, F. (2008). Spatial and Temporal Variation of Manning's Roughness Coefficient in Furrow Irrigation. *134*(2), 185-192. doi:10.1061/(ASCE)0733-9437(2008)134:2(185)
- Mallet, C. (2009). AutoHotKey. In.
- Mays, L. W., & Tung, Y.-K. (2002). *Hydrosystems engineering and management*: Water Resources Publication.

- McKibbin, J., & Mahdi, T. (2010). Automatic calibration tool for river models based on the MHYSER software. *Natural hazards*, 54(3), 879-899. doi:10.1007/s11069-010-9512-y
- Microsonic. (2017). mic+340/DIU/TC. Retrieved from <https://www.microsonic.de/fr/capteurs-de-distance/cylindrique/micplus/capteurs-standard/capteurs-standard/micplus340diutc.htm>
- Morvan, H., Knight, D., Wright, N., Tang, X., & Crossley, A. (2008). The concept of roughness in fluvial hydraulics and its formulation in 1D, 2D and 3D numerical simulation models. *Journal of Hydraulic Research*, 46(2), 191-208.
- NASA. (2011). Flooding along the Richelieu River, Quebec. *Earth Observatory*. Retrieved from <http://earthobservatory.nasa.gov/NaturalHazards/view.php?id=50577>
- Nicholas, A. (2005). *Roughness parameterization in CFD modelling of gravel-bed rivers* (Vol. 540): John Wiley and Sons: Chichester.
- Noman, N. S., Nelson, E. J., & Zundel, A. K. (2001). Review of automated floodplain delineation from digital terrain models. *Journal of Water Resources Planning and Management-Asce*, 127(6), 394-402. doi:Doi 10.1061/(Asce)0733-9496(2001)127:6(394)
- OmniInstruments. (2015). MAG 910 Electromagnetic Flowmeter. Retrieved from <http://www.omniistruments.co.uk/flow-meters/electromagnetic-flow-meters-magnetic-flow-meters/mag910e-magnetic-flowmeter.html>
- Oubennaceur, K., Chokmani, K., Nastev, M., Lhissou, R., & El Alem, A. J. I. J. o. D. R. R. (2019). Flood risk mapping for direct damage to residential buildings in Quebec, Canada. 33, 44-54.
- Pachauri, R. K., Allen, M. R., Barros, V. R., Broome, J., Cramer, W., Christ, R., . . . Dasgupta, P. (2014). *Climate change 2014: synthesis report. Contribution of Working Groups I, II and III to the fifth assessment report of the Intergovernmental Panel on Climate Change*: IPCC.
- Pappenberger, F., Beven, K., Horritt, M., & Blazkova, S. (2005). Uncertainty in the calibration of effective roughness parameters in HEC-RAS using inundation and downstream level observations. *Journal of Hydrology*, 302(1-4), 46-69. doi:10.1016/j.jhydrol.2004.06.036
- Pappenberger, F., & Beven, K. J. (2006). Ignorance is bliss: Or seven reasons not to use uncertainty analysis. *Water Resources Research*, 42(5). doi:Artn W05302
10.1029/2005wr004820
- Pappenberger, F., Matgen, P., Beven, K. J., Henry, J. B., Pfister, L., & Fraipont de, P. (2006). Influence of uncertain boundary conditions and model structure on flood inundation predictions. *Advances in Water Resources*, 29(10), 1430-1449. doi:10.1016/j.advwatres.2005.11.012
- Paré, P. M. (2014). *Simulation des inondations de la rivière Richelieu*. (Maitrise professionnelle), École Polytechnique de Montréal.
- Peters, C. A. (2001). Statistics for analysis of experimental data. *Environmental engineering processes laboratory manual*, 1-25.
- Québec. (1972). *Rivière Richelieu : étude préliminaire de l'écrêtement du haut fond de St-Jean*. Retrieved from

- Québec, G. d. (2013). Rapport d'évènement: Inondations printanières Montérégie 2011. In: Québec: Direction générale de la sécurité civile et de la sécurité incendie
- Ragheb, M. (2004). MONTE CARLO SIMULATION. *The Monte Carlo Method*.
- Riboust, P., & Brissette, F. (2016). Analysis of Lake Champlain/Richelieu River's historical 2011 flood. *Canadian Water Resources Journal/Revue canadienne des ressources hydriques*, 41(1-2), 174-185.
- Saad, C. (2014). *Analyse hydrométéorologique multivariée et modélisation déterministe des crues de la rivière Richelieu, Québec*. Université du Québec, Institut national de la recherche scientifique,
- Shiono, K., & Knight, D. W. (1991). Turbulent Open-Channel Flows with Variable Depth across the Channel. *Journal of Fluid Mechanics*, 222, 617-646. doi:10.1017/S0022112091001246
- Smemoe, C. M. (2004). Floodplain risk analysis using flood probability and annual exceedance probability maps.
- Smemoe, C. M., Nelson, E. J., Zundel, A. K., & Miller, A. W. J. J. o. t. A. W. R. A. (2007). Demonstrating floodplain uncertainty using flood probability maps 1. 43(2), 359-371.
- Smith, R. (1978). Development of a Flood Routing Model for Small Meandering Rivers. *University of Missouri at Rolla, MO*.
- Subramanya, K. (1982). *Flow in Open Channels, 3e*: Tata McGraw-Hill Education.
- Talbot, C. A., Jones, N. L., Nelson, E. J., & Miller, A. W. (1993). *Floodplain delineation using tins*. Paper presented at the Computing in Civil and Building Engineering.
- Tayefi, V., Lane, S., Hardy, R., & Yu, D. J. H. P. A. I. J. (2007). A comparison of one-and two-dimensional approaches to modelling flood inundation over complex upland floodplains. 21(23), 3190-3202.
- Te Chow, V. (1959). *Open-channel hydraulics* (Vol. 1): McGraw-Hill New York.
- Wilcock, P., Orr, C., & D. G. Marr, J. (2008). *The Need for Full-Scale Experiments in River Science* (Vol. 89).
- Wilson, C. A., Stoesser, T., Olsen, N. R., & Bates, P. D. (2003). *Application and validation of numerical codes in the prediction of compound channel flows*. Paper presented at the Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Water and Maritime Engineering.
- Wilson, C. A. M. E., Boxall, J. B., Guymer, I., & Olsen, N. R. B. (2003). Validation of a three-dimensional numerical code in the simulation of pseudo-natural meandering flows. *Journal of Hydraulic Engineering-ASCE*, 129(10), 758-768. doi:10.1061/(Asce)0733-9429(2003)129:10(758)
- Wright, N. (2001). Conveyance implications for 2-D and 3-D modelling. *Scoping study for reducing uncertainty in river flow conveyance, HR Wallingford*.
- Yang, C. T. (1992). Force, energy, entropy, and energy dissipation rate. In *Entropy and energy dissipation in water resources* (pp. 63-89): Springer.

- Yang, C. T., & Simoes, F. J. (2002). *User's Manual for GSTARS3 (Generalized Sediment Transport model for Alluvial River Simulation version 3.0)*: US Department of the Interior, Bureau of Reclamation.
- Yen, B. C. (2002). Open channel flow resistance. *Journal of Hydraulic Engineering*, 128(1), 20-39.
- Zajac, Z. B. (2010). *Global sensitivity and uncertainty analysis of spatially distributed watershed models*: University of Florida.
- Zhou, J., Bao, W., Li, Y., Cheng, L., & Bao, M. J. W. (2018). The Modified One-Dimensional Hydrodynamic Model Based on the Extended Chezy Formula. *10*(12), 1743.

ANNEXE A – ARTICLE DE CONFÉRENCE

Building Tomorrow's Society

Bâtir la Société de Demain

Fredericton, Canada

June 13 – June 16, 2018/ *Juin 13 – Juin 16, 2018*



AUTOMATIC CALIBRATION TOOL FOR 2D HYDRODYNAMICS MODELING

Hajjout, Nadia^{1,2}, Mahdi, Tew-fik^{1,3},

¹ Département des génies Civil, Géologique et des Mines (CGM), École Polytechnique de Montréal, C.P. 6079, succursale Centre-Ville, Montréal, QC H3C 3A7, Canada

² nadia.hajjout@polymtl.ca

³ Tew-fik.mahdi@polymtl.ca

Abstract: The roughness of a river and its floodplains, represented by Manning's coefficient is one of the major parameters that is unknown during river modeling. Thus, suggesting accurate Manning's coefficients requires an extensive model calibration. Since manual fitting method can be very tedious, complex and time consuming, automatic calibration is well suited for complex river models. This paper presents an updated automatic calibration tool, O.P.P.S_V2, compatible with version 3 of the hydrodynamical software SRH-2D. O.P.P.S_V2 is completely autonomous and gives the best parameter values for which the difference between model-generated and measured observations is minimum. The calibration tool uses the software PEST, Parameter ESTimation, to fit roughness coefficients. For test and verification purposes, O.P.P.S_V2 is used to estimate Manning's coefficients for an experimental data set of a laboratory 2D flow. For comparison purposes, Manning's coefficients are estimated using both the direct step method and automatic calibration. The model responded well to the automatic calibration of Manning's roughness coefficient, computing a coefficient very similar to the one suggested by the theory.

Keywords: Manning's coefficients; Automatic calibration; River models; parameter estimation; PEST; SRH-2D

1. Introduction

Multidimensional modeling produces better simulations for flood propagation. Indeed, 2D models gained in popularity in the engineer's community and are about to substitute to the prevailing 1D model. This popularity is mainly due to the additional precision that is offered by the bi-dimensional models. River modeling many uncertainties. Achieving a reliable model involves an accurate description of river characteristics. Roughness parameters can be affected by many factors (Te Chow 1959). Thus, the values of roughness are responsible of the main uncertainties encountered in river models.

Therefore, an appropriate value of Manning's roughness coefficients must be chosen carefully through the calibration process.

Manual calibration is not fit for the 2D models, which are far more complex than the 1D ones. Thus, it is recommended to use automatic calibration. Unfortunately, there is no method that could be generalized for all river models. This paper presents O.P.P.S_V2, a calibration tool, based on and valid for SRH2D only.

For validation purposes, a laboratory data set will be used. Also, Manning's coefficients from the direct step method will be compared to those by automatic calibration.

2. Models presentation

2.1 SRH-2D

SRH-2D (Sedimentation and River Hydraulics - Two-Dimensional), developed by USBR (Lai 2008), solves the 2D dynamic equations of Saint Venant (Eq. 1, 2 and 3) using the finite volume method.

$$[1] \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial hu}{\partial x} + \frac{\partial hv}{\partial y} = e$$

$$[2] \frac{\partial hu}{\partial t} + \frac{\partial hu u}{\partial x} + \frac{\partial hv u}{\partial y} = \frac{\partial h T_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial h T_{xy}}{\partial y} - gh \frac{\partial z}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho}$$

$$[3] \frac{\partial hv}{\partial t} + \frac{\partial hu v}{\partial x} + \frac{\partial hv v}{\partial y} = \frac{\partial h T_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial h T_{yy}}{\partial y} - gh \frac{\partial z}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho}$$

The friction is determined using the Manning's equation (Eq. 4).

$$[4] \left(\frac{\tau_{bx}}{\tau_{by}} \right) = \rho C_f \left(\frac{u}{v} \right) \sqrt{u^2 + v^2} \quad C_f = \frac{g n^2}{h^{1/3}}$$

The turbulent stresses are computed by the Boussinesq equations (Eq. 5, 6 and 7):

$$[5] T_{xx} = 2(\mu_0 + \mu_t) \frac{\partial u}{\partial x} - \frac{2}{3} k$$

$$[6] T_{xy} = (\mu_0 + \mu_t) \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right)$$

$$[7] T_{yy} = 2(\mu_0 + \mu_t) \frac{\partial v}{\partial y} - \frac{2}{3} k$$

h is the water depth, u and v are the velocity components, e is a source term, T is the turbulent stress, τ is the shear stress, g is the gravitational acceleration, ρ is the mass density, μ_0 is the kinematic viscosity of water, μ_t is the turbulent eddy viscosity and k is the turbulent kinetic energy.

One major capability of SRH-2D is the use of a hybrid mesh (triangular and quadratic), which is the best in terms of efficiency and accuracy.

Furthermore, steady and unsteady flows can be simulated on SRH-2D, which uses a very robust and stable algorithm. SRH-2d support the use of the following turbulence models: Laminar, Constant, Parabolic and KE (k-epsilon).

The working environment and the visualization of the results are done using the SMS software (Surface-Water Modeling System (AQUAVEO 2016)) which has a graphical interface and allows the integration of several solvers like SRH-2D.

2.2 PEST

PEST (Parameter ESTimation), developed by Doherty (Doherty 1994), performs automatic calibration and sensitivity analysis of any model using input / output files in binary or ASCII format. It could be run with several types of models, and in various fields (hydraulic, hydrological ... etc.). The software offers a great flexibility in use, it adapts the calibration process to the needs of the model rather than adapting the model

to the needs of the calibration process. The user designates the parameters to be adjusted, and the observed values before PEST carries out several simulations to achieve calibration.

Automatic calibration within PEST uses three types of files: template, instruction & control file. PEST takes control of the SRH-2D and starts by creating an image of the model's input file. This image is then iteratively modified, according to a series of instructions provided by the user, by varying the value of the identified calibration parameters. For every iteration, PEST runs the model and observes the results generated in the output file. At the end of the procedure, it provides the optimal combination of the calibrated parameters generating the smallest difference between the results obtained and the field observations (Doherty 2008).

2.3 O.P.P.S_V2

Developed by Deslauriers and Mahdi (Deslauriers and Mahdi 2018), O.P.P.S_V1 is an automatic tool used to calibrate any river model based on SRH-2D (Version 2). It has a user-friendly graphic interface. The program is autonomous and returns the results with the best parameter values for the simulation. The second version of the calibration tool, O.P.P.S_V2, is adapted to the version 3 of SRH-2D which uses three input files namely: ".srhhydro", ".srhmat" and ".srhgeom". The tool verifies the validity of the supplied data and creates the necessary files to run PEST. Thus, PEST template, instruction and control files are created automatically by O.P.P.S_V2. Therefore, the required files to run PEST are ready and O.P.P.S_V2 executes PEST using a script to launch automatically the program (AutoHotkey 2014). O.P.P.S_V2 executes the model, SRH-2D, until the objective function termination criteria is achieved, thus, when the model converges to a solution giving the smallest residual between the calculation results and the field data. The results can then be displayed with the O.P.P.S_V2 tool (Figure 1).

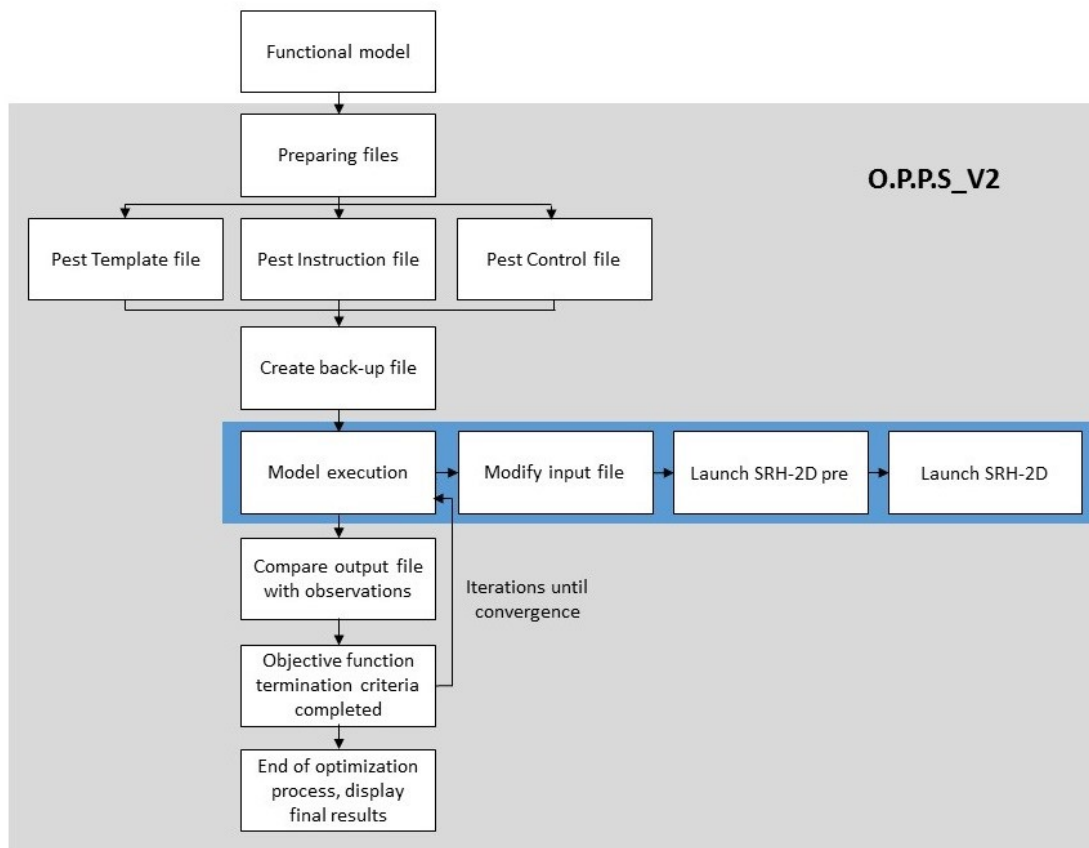


Figure 1: O.P.P.S_V2 execution structure

3. Application: Laboratory to the data set

An experiment is conducted in the hydraulic laboratory of *École Polytechnique de Montréal*. A rectangular horizontal channel with a wood bottom and glass walls is equipped to collect the necessary data. The water depth is determined using four sensors placed on a mobile bench (Figure 2) (mic+340/DIU/TC and mic+130/DIU/TC) with an accuracy of 1% (Microsonic 2017). The flow is measured with a MAG 910E electromagnetic flowmeter (Omnicon Instruments 2015) with an accuracy of 1%.



Figure 2: Experimental setup

The experiment is conducted after the flow is stabilized to ensure a steady flow. A total of 120 points were surveyed during this experiment to retrieve the geometry of the channel and the water depths. Some of these data will serve as entries for the model. In fact, knowing the geometry of the channel, the inlet flow and the downstream depth the model can be set.

To determine Manning's coefficients, we use two methods. The first approach is one dimensional using the direct step method and the second approach consists of an automatic calibration.

3.1 1D calibration

Manning's coefficients, for unidimensional flow, are calculated using the direct step method calculating the energy slopes (Henderson 1996, Te Chow 1959) and using the central water line, to not involve the effects of the side walls of the channel on the flow. We select 10 points among the 22 points for the calculations. These points are the ones that best represent the water line (Figure 3). The Manning's coefficient obtained

in this case is 0.024, which is higher than the Manning's coefficient suggested theoretically. In fact, for a channel with wooden bed (0.012-0.018) and sidewalls of glass (0.009-0.013), the equivalent Manning's coefficient is in the range 0.011- 0.016 (Te Chow 1959).

3.2 2D calibration

To conduct the automatic calibration, a simulation is run on SRH-2D to obtain all the required files for O.P.P.S_V2. Then among the 120 points surveyed 110 are used, we exclude the points near the boundary conditions. A first automatic calibration is run. The result is a Manning's coefficient of 0.017 (Table 1) that is slightly higher than what is expected theoretically (Section 3.1). For a more relevant result, we proceed to an analysis to choose the points to use for the automatic calibration by representing the water depth lines and removing the outliers, 48 points are selected (Figure 3).

Table 1: Obtained Manning's coefficients using O.P.P.S_V2

Observations	Estimated Manning
48	0.013
100	0.017

The Manning coefficient found by automatic calibration is 0.013, it belongs to the interval suggested by theory.

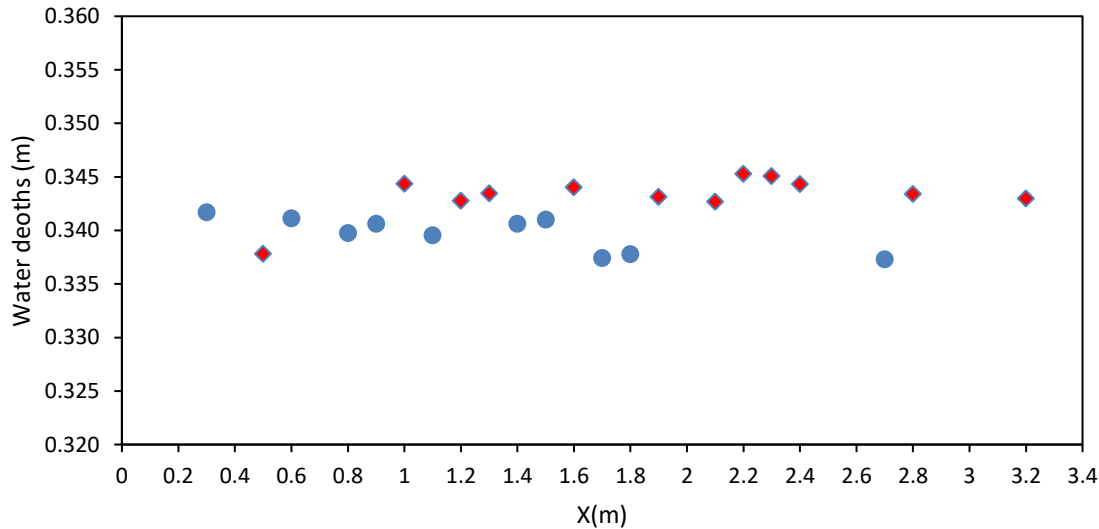


Figure 3: Selected points in the centerline (blue) for the energy slope calculations

4. Conclusion

This paper presents the results of Manning's coefficients determination by two methods: calculating the energy slope (Direct step method) and automatic calibration, using an experimental dataset. The automatic calibration is done by an updated tool O.P.P.S_V2, which is based on SRH-2D version 3. The automatic calibration gives reasonable agreement between computed and observed water depths. The results of the unidimensional procedure using the direct step method, gives one Manning's coefficient higher. The differences are attributed to the 2D geometrical and turbulence effects for which the roughness coefficient stands as a calibration parameter.

5. References

- AQUAVEO. 2016. "SMS 12.2 - The Complete Surface-water Solution.", accessed 1/18/2018. <https://www.aquaveo.com/software/sms-surface-water-modeling-system-introduction>.
- AutoHotkey. 2014. <https://autohotkey.com/>.
- Deslauriers, Simon, and Tew-fik Mahdi. 2018. "Flood modelling improvement using automatic calibration of two dimensional river software SRH-2D." *Natural Hazards*. doi: 10.1007/s11069-017-3150-6.
- Doherty, John. 1994. "PEST: a unique computer program for model-independent parameter optimisation." *Water Down Under 94: Groundwater/Surface Hydrology Common Interest Papers; Preprints of Papers*:551.
- Doherty, John. 2008. PEST, Model Independent Parameter Estimation-User manual: Brisbane, Australia, Watermark Numerical Computing, accessed October 1, 2009.
- Henderson, Francis Martin. 1996. *Open channel flow*: Macmillan.
- Lai, Yong G. 2008. "SRH-2D version 2: Theory and User's Manual." *Sedimentation and River Hydraulics—Two-Dimensional River Flow Modeling, US Department of Interior, Bureau of Reclamation, November*.
- Microsonic. 2017. "mic+340/DIU/TC." accessed 1/18/2018. <https://www.microsonic.de/fr/capteurs-de-distance/cylindrique/micplus/capteurs-standard/capteurs-standard/micplus340diutc.htm>.
- OmniiInstruments. 2015. "MAG 910 Electromagnetic Flowmeter." accessed 1/18/2018. <http://www.omniinstruments.co.uk/flow-meters/electromagnetic-flow-meters-magnetic-flow-meters/mag910e-magnetic-flowmeter.html>.
- Te Chow, Ven. 1959. *Open channel hydraulics*: McGraw-Hill Book Company, Inc; New York.

ANNEXE B – GUIDE D’UTILISATION D’O. P. P. S_V2

B.1 Présentation d’O.P.P. S_V2

O.P.P.S_V2 est un outil de calibration automatique destiné à l’usage pour les modèles de rivière basés sur SRH-2D (version 3). L’outil est doté d’une interface graphique conviviale, le programme est autonome et renvoie les résultats avec les meilleures valeurs pour les paramètres d’entrée de la simulation. Cette deuxième version est adaptée à la 3^e version de SRH-2D qui utilise trois fichiers d’entrée, à savoir: ". Srhhydro", ". Srhmat" et "Srhgeom", à la place du ".2dm" utilisé dans les versions antécédentes. Avant de lancer l’optimisation des paramètres, quelques indications doivent être suivies comme décrit dans les sections suivantes.

B.2 Préparation de l’optimisation

1. Le nom par défaut “case”, dans SMS 12.1, doit être changé.
2. Tous les dossiers et sous-dossiers de la simulation ne doivent pas contenir des espaces dans leurs noms de dossier.
3. Le processus d’optimisation doit être lancé dans le dossier contenant :
 - a. Les fichiers d’entrée de la simulation “. srhhydro”, “. srhmat”, “. srhgeom”
 - b. Le fichier résultat “casename.dat”
 - c. Le package SRH-2D et le fichier “Lancement.ahk”

B.3 Instructions d’utilisation d’O. P. P. S_V2

1. Ajoutez des lignes d’observations en fonction des données disponibles. Les points d’observation doivent être rentrés dans un ordre croissant (ID du point). Si les informations d’un champ sont manquantes, la cellule peut être laissée vide. Une ligne d’observation devrait contenir au moins une mesure.
2. Ajoutez ou supprimez des lignes d’observation à l’aide des boutons appropriés. Aucune ligne d’observation ne doit rester entièrement vide.
3. Le bouton " Initialization of the optimization" compile les informations requises pour l’initialisation de l’optimisation. À ce stade, tous les paramètres à optimiser doivent être identifiés.

4. Lorsque les préparatifs pour la calibration automatique sont terminés, lancez l'optimisation en activant la commande "Launch PEST".
5. En cas d'erreur lors du processus d'optimisation ou une interruption accidentelle, il est possible de reprendre la simulation à sa plus récente itération en utilisant le bouton "Resume the latest simulation".
6. À la fin d'une optimisation, les résultats peuvent être visualisés à l'aide du bouton "View results".

B.4 Conditions et termes d'utilisations de SRH-2D

1. Le fichier exécutable de SRH-2D doit être dans le même dossier que les fichiers de la simulation à optimiser.
2. Le modèle de rivière réalisé avec SRH-2D doit être fonctionnel avant de lancer la calibration. Le système d'unités utilisé doit être le "SI".
3. La calibration doit être réalisée pour un régime permanent. Ainsi, la durée de la simulation doit être assez longue pour que le régime permanent soit atteint.
4. L'enregistrement des solutions de SRH-2D doit être SRHN (valeur dans les nœuds) avec une fréquence d'enregistrement unique (output frequency = -1).
5. Les fichiers exécutables de SRH-2D dans le package SRH-2D doivent être renommés: `srh2d_pre.exe` pour le préprocesseur et `srh2d.exe` pour le processeur, comme dans le dossier "SRH2D_ready to use for 64bit" inclus dans le progiciel de calibration.

B.5 Application

Un tronçon de la rivière Cimarron est étudié pour tester l'outil O.P.P.S_V2.

- Étape 1: D'abord, le modèle de rivière est préparé conformément aux instructions des tutoriels (sur le site Web d'AQUAVEO). Nous nous assurons que tous les noms de dossiers ne contiennent pas d'espace. Le nom du projet est modifié, il ne faut pas garder le nom par défaut *Case* (Figure B-1), une seule fréquence d'enregistrement est choisie *output frequency = -1* et le format de résultat *SRHN* est utilisé.
- Étape 2: Une fois la simulation est prête à être lancée, nous exportons les fichiers. (Figure B-2).

- Étape 3 : Un nouveau dossier est créé pour rassembler tous les fichiers nécessaires pour exécuter la calibration automatique. Le contenu du dossier “SRH2D_ready to use for 64bit” inclus dans le dossier **Calibration package** est copié dans le dossier créé. Tous les fichiers de simulation (de l’étape 2) sont copiés dans le même dossier, la simulation est lancée avec le fichier exécutable de SRH-2D. Le fichier “**Lancement.ahk**” (le logiciel Autohotkey est inclus dans le dossier) ainsi que le dossier **pest13** inclus dans le dossier **Calibration package** sont également copiés et collés dans le dossier créé (Figure B-3).

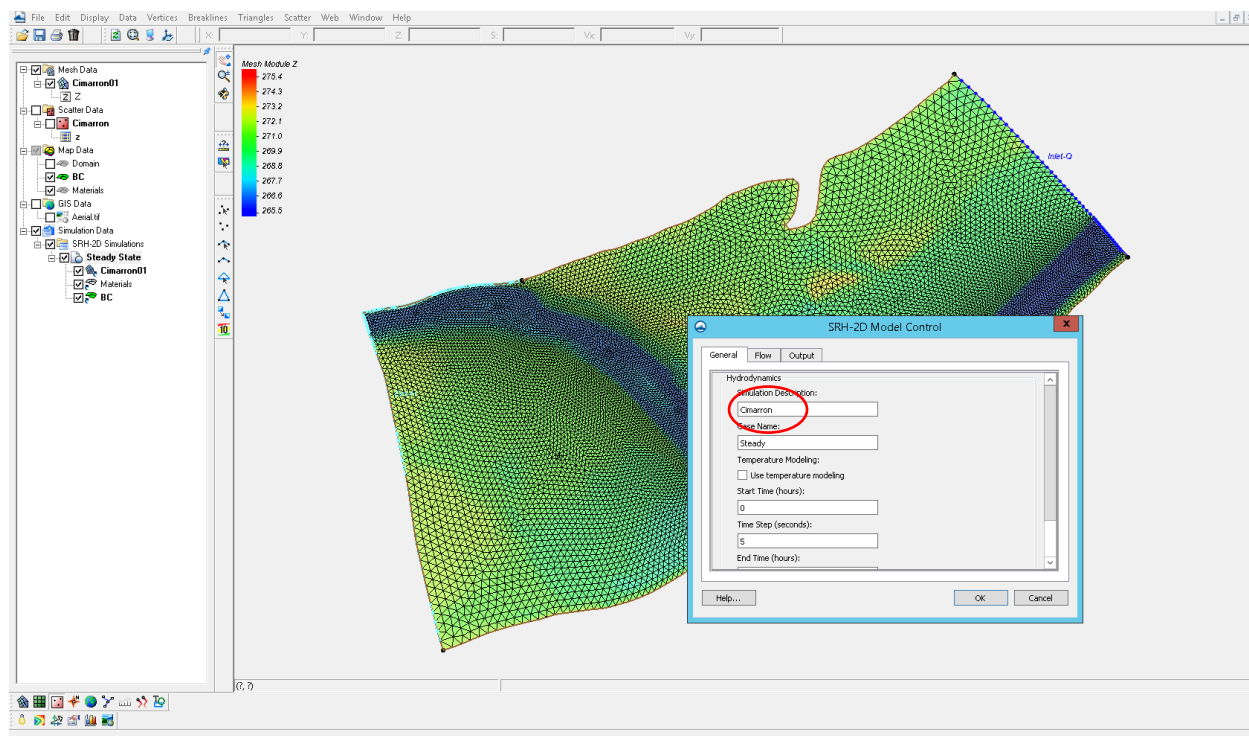


Figure B-1 : Modification du nom par défaut

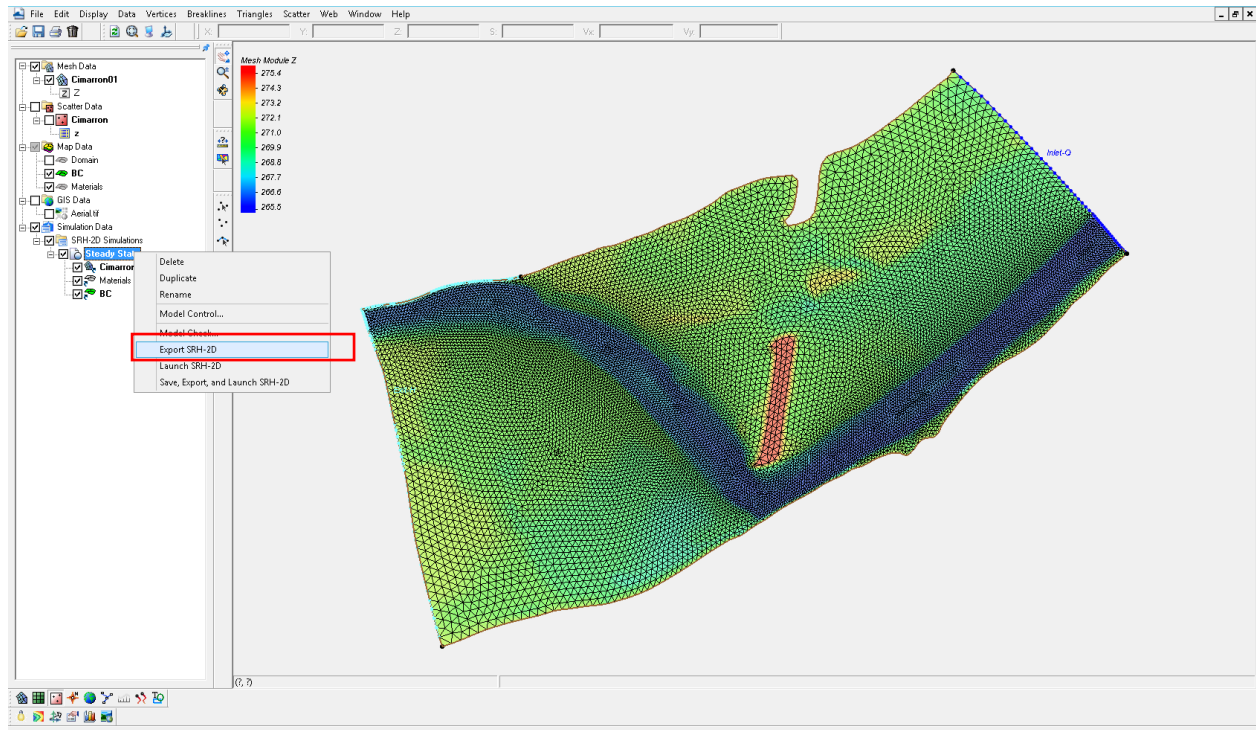


Figure B-2: Exportation des fichiers de SRH-2D

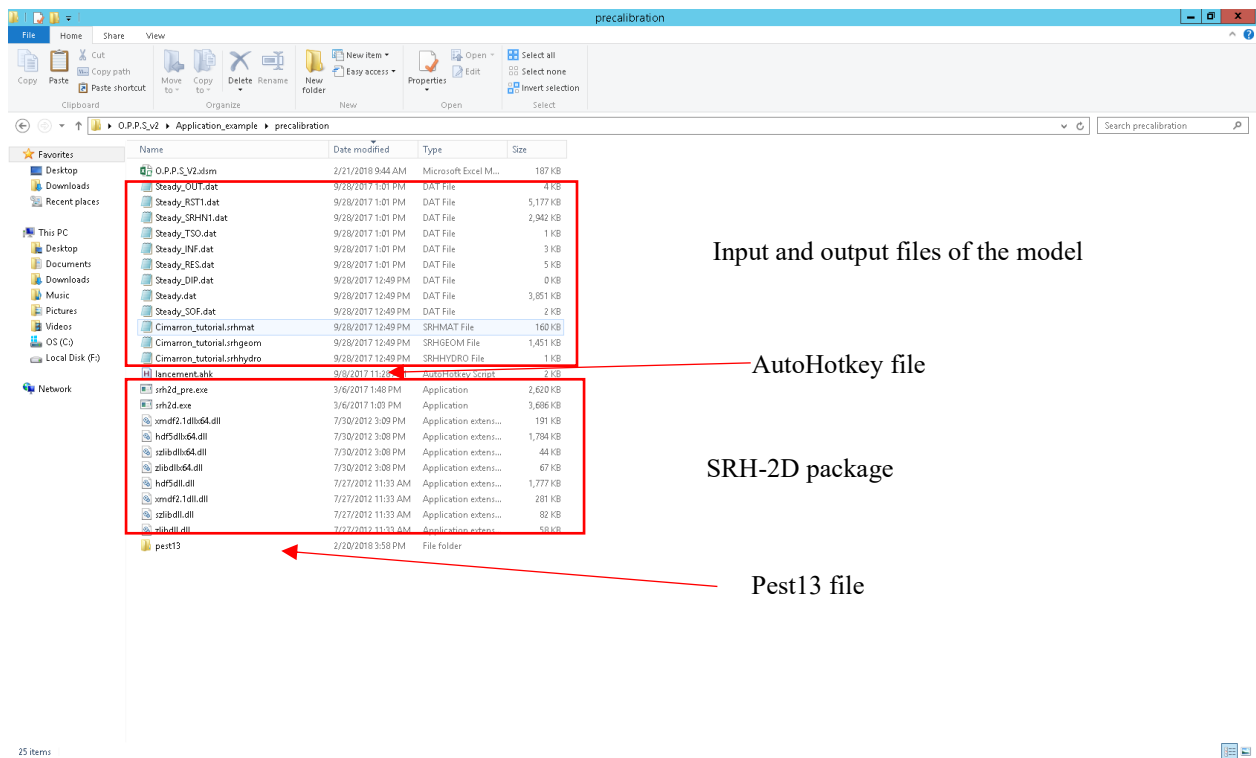


Figure B-3 : Dossier créé contenant tous les fichiers requis pour lancer la calibration automatique

- Étape 4: Connaissant l'emplacement des points d'observation et les données de profondeur / vitesse de l'eau, le processus de calibration peut être effectué. Nous ouvrons le fichier Excel O.P.P.S_V2, il faut spécifier l'ID de points, qui est le numéro de nœud dans SRH-2D (Figure B-4). Il faut entrer les numéros d'ID par ordre croissant, et pour chaque point, indiquer (écrire directement dans les cellules correspondantes) les profondeurs ou les vitesses de l'eau, ou les deux.
- Étape 5: L'initialisation de l'optimisation peut être effectuée, nous spécifions d'abord l'emplacement du dossier utilisé, ensuite l'intervalle de variation des coefficients de Manning. Après cette étape, le "Control Panel" s'allume en vert (Figure B-5), un dossier de sauvegarde (Figure B-6) est créé. Nous pouvons désormais lancer le processus de calibration à l'aide du bouton **launch Pest** (Figure B-7).

L'ensemble de points d'observations utilisé est comme décrit par les Figure B-8, Figure B-9 et Figure B-10. Trois points sont utilisés lors la première calibration, cinq points pour la deuxième et dix pour la troisième et dernière calibration. La qualité de la calibration a été testée pour le cas où seules les hauteurs d'eau sont utilisées ainsi que pour le cas où même les vitesses sont spécifiées.

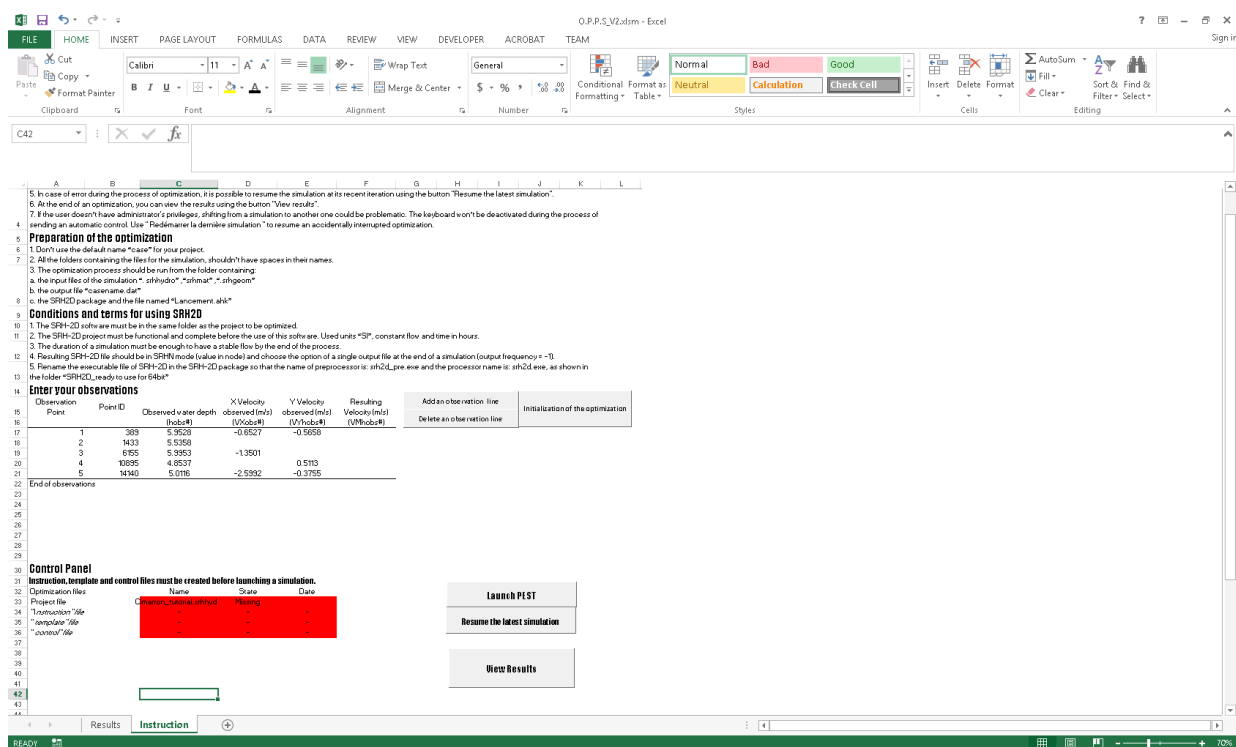


Figure B-4: Choix de points d'observation


```

PEST Version 13.0. Watermark Numerical Computing.
PEST is running in parameter estimation mode.
PEST run record: case c:\users\ [redacted] \desktop\o.p.p.s_v2\application_example\p
recalibration\cimarron_tutorialcntrl
(See file c:\users\ [redacted] \desktop\o.p.p.s_v2\application_example\precalibratio
n\cimarron_tutorialcntrl.rec for full details.)
Model command line:
C:\Users\[redacted]\Desktop\O.P.P.S_v2\Application_example\precalibration\lancemen
t.ahk
Running model .....
Running model 1 time...._

```

Figure B-7: Calibration automatique en cours d'exécution

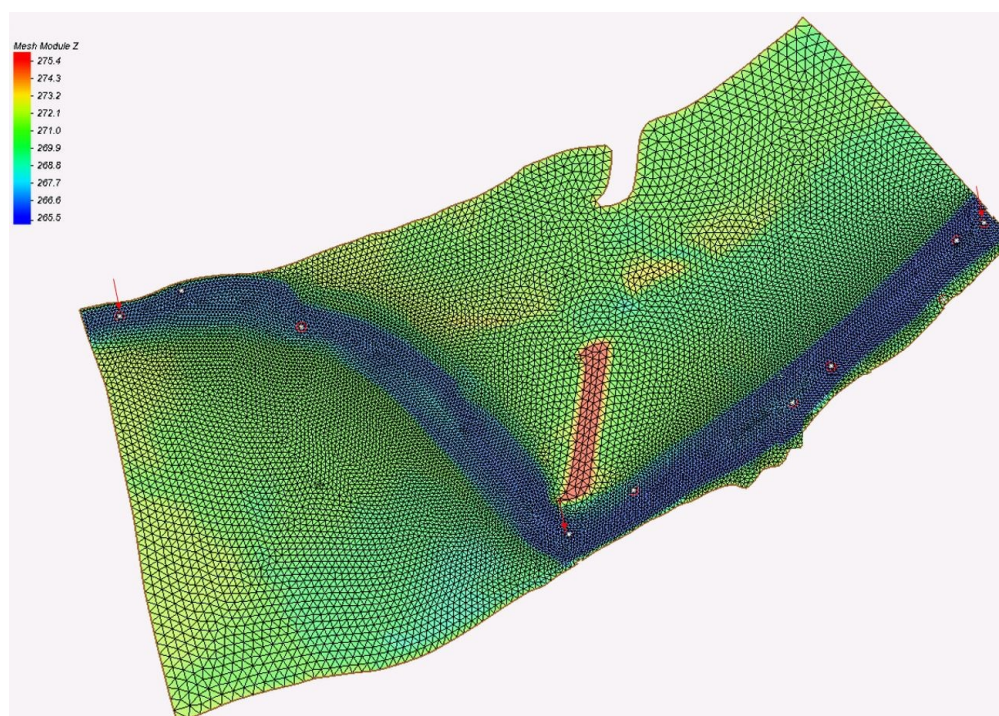


Figure B-8: Points choisis pour la 1^{ère} calibration -3 points d'observation

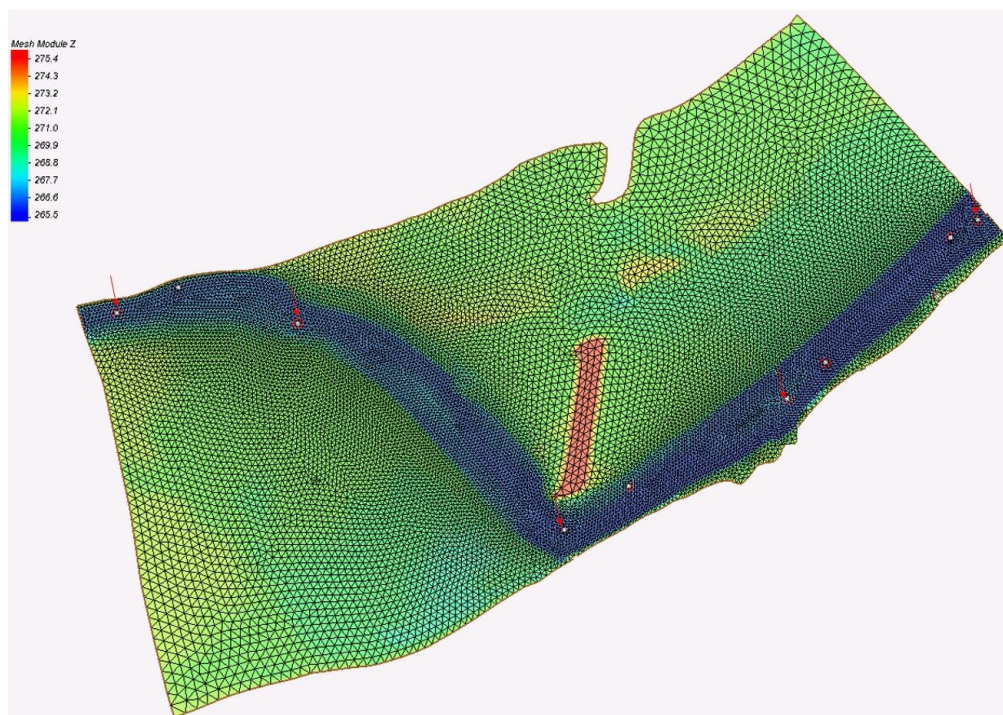


Figure B-9: Points choisis pour la 2e calibration -5 points d'observation

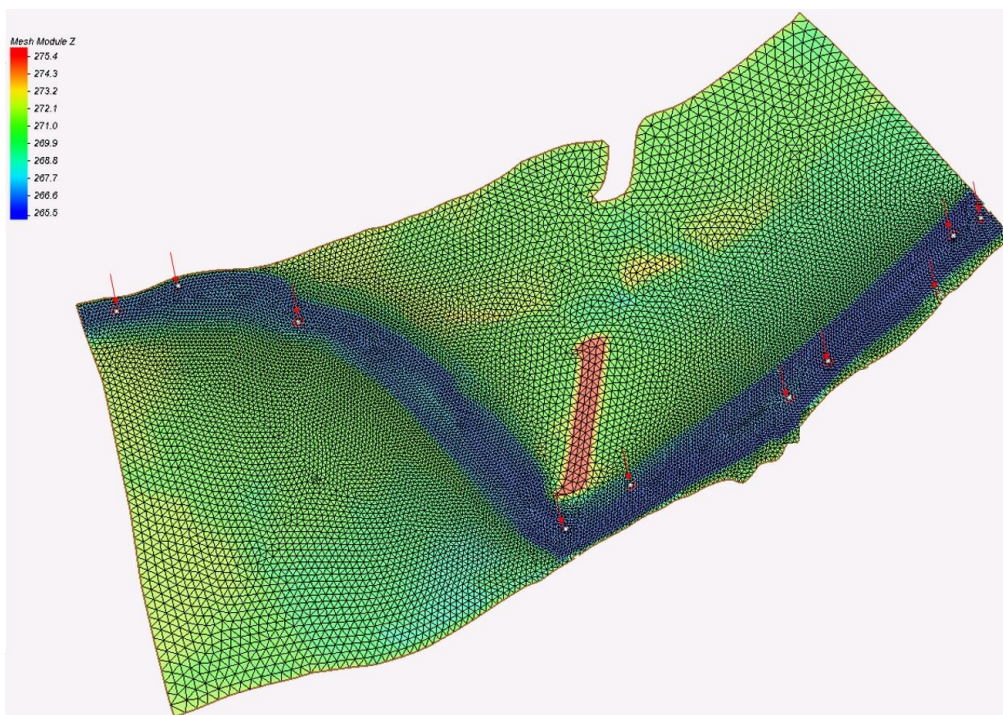


Figure B-10: Points choisis pour la 3e calibration -10 points d'observation

Les Tableaux B-1 et B-2 permettent de comparer les résultats obtenus en utilisant la calibration automatique. Les résultats indiquent qu'en fournissant des données de vitesse, la précision de la

calibration augmente. En effet, les coefficients de Manning calculés pour les observations de dix profondeurs d'eau donnent des résultats moins précis que le cas avec seulement trois profondeurs d'eau jumelées avec des observations de vitesse.

Tableau B-1 : Coefficients de Manning estimés par calibration automatique

	Coefficients de Manning calculés		
	Man 1	Man 2	Man 3
3 Observations			
Hauteurs d'eau	0,015	0,01	0,018
Hauteurs d'eau et vitesses	0,059	0,01	0,020
5 Observations			
Hauteurs d'eau	0,04	0,01	0,030
Hauteurs d'eau et vitesses	0,066	0,02	0,022
10 Observations			
Hauteurs d'eau	0,026	0,01	0,036
Hauteurs d'eau et vitesses	0,063	0,01	0,020

Tableau B-2 : Coefficients de Manning réel

	Man 1	Man 2	Man 3
Manning réel	0,06	0,02	0,02

ANNEXE C – GUIDE D’UTILISATION DE WMS

Cette annexe décrit les étapes d’utilisation de l’outil WMS pour la délimitation des zones inondables :

- 1– Définir les projections du projet : « *Display* » → « *Display Projection* » et définir les unités de mesure.
- 2– Mettre une image en arrière-plan : utilisation de « *Get Online Maps* » (si la connexion internet est disponible) ou ouvrir une image *.jpg. Les « *Image Pyramids* » permettent d’avoir une image claire pour différentes résolutions (pour plus de détails sur le chargement d’image, consultez le tutoriel de WMS sur le site web d’AQUAVEO portant sur les images).
- 3– Mettre en place le modèle hydrologique, à partir de fichiers *.DEM, en utilisant le « *Hydrologic Modelling Wizard* », pour faire le tracé des cours d’eau et la délimitation du bassin versant (ainsi que les sous-bassins).
- 4– Pour le modèle hydraulique, la topographie est obtenue grâce aux fichiers TIN (en se basant sur des fichiers textes XYZ) ou avec les fichiers DEM (qui peuvent être convertis en TIN).
- 5– Créer des « *Coverages* » : *ID_Hyd Centerline* et *ID_Hyd Cross-section*.
- 6– Utiliser les arcs pour tracer les cours d’eau et les rives. Pour les rives sélectionner les arcs → choisir « *Feature objects* » puis « *Attributes* » → sélectionner « *Bank* ». Pour la ligne centrale suivre la même procédure, mais choisir « *Centerline* », une fenêtre va surgir lors de cette dernière manipulation, car il faudra nommer les tronçons ainsi que la rivière.
- 7– Créer un « *Coverage* » du type « *Area Property* » et avec des arcs, déterminer les zones ayant des rugosités différentes puis construire les polygones, aller dans le menu « *Edit* » → choisir « *Materials* » et définir les matériaux du projet et assigner les matériaux à chaque polygone. Dans le cadre du présent projet, un transfert du *coverage* « *Area Property* » a eu lieu de SMS vers WMS. Pour ce faire le *coverage* « *Area Property* » de SMS est exporté en tant que fichier de formes avec polygones, « *Shapefile* ». Il suffit de sélectionner Fichier | Enregistrer sous et d’exporter le fichier. Ensuite, le « *Shapefile* » est lu dans WMS, un *coverage* « *Area Property* » est créé dans WMS, après le « *Shapefile* » est converti via « *Feature objects* », il doit être « mappé » à l’aide de l’ID des matériaux et de leurs noms en utilisant les champs appropriés.

8– Dans le « *Coverage* » *Cross-Section*, créer, en utilisant des arcs, les sections transversales. Puis sélectionner **River Tools | Extract Cross Section**. Après chaque section peut être modifiée selon le besoin, on peut importer des fichiers et les fusionner avec les données extraites du TIN (Se reporter au site d'AQUAVEO au tutoriel : *Hydraulic and floodplain delineation- Managing cross section*).

9– Pour créer le modèle sur HEC-RAS, sélectionner *1D_Hyd centerline* puis **River Tools | Map → 1D Schematic**. Ensuite, sélectionner *River module* puis **HEC-RAS | Material Properties**. Donner les valeurs des coefficients de Manning pour les matériaux définis. Puis sélectionner **HEC-RAS | Model Control** pour choisir « Materials » comme matériaux du projet.

10– Le modèle est prêt pour être utilisé par HEC-RAS : **HEC-RAS | Export GIS File →** enregistrer le fichier puis continuer les modifications dans le « *Geometry Editor* » de HEC-RAS, les distances notamment entre les sections en cas de présence de jonction, définir les conditions limites avant de lancer la simulation sur HEC-RAS.

11– Après que HEC-RAS ait calculé les lignes d'eau, il faut retourner à WMS pour la délimitation de la zone inondable : **River module → HEC-RAS | Read Solution**.

12– Ensuite, aller à *1D-Hyd Centerline* « *Coverage* » et choisir **River Tools | Interpolate Water Surface Elevations**, définir les espacements. Faire de même pour le « *Coverage* » *Cross-section*.

13– Ensuite sélectionner **Terrain Data → Flood | Delineate**, définir le rayon des quadrants et lancer la simulation.

ANNEXE D – MONTE-CARLO

D.1 La méthode Monte-Carlo

La « méthode Monte-Carlo » est une méthode statistique qui peut être appliquée dans le domaine d'ingénierie pour résoudre des problèmes déterministes ou probabilistes. Le principe de la méthode consiste à générer pour tout paramètre porteur d'incertitude, une plage de valeurs - suivant une distribution probabiliste. Ces valeurs sont échantillonnées aléatoirement et chaque ensemble d'échantillons est utilisé pour une simulation. Le résultat est la compilation de centaines ou même milliers de simulations, il s'agit essentiellement d'une distribution de probabilités des issues possibles. La simulation Monte-Carlo a le mérite d'être une expérience réalisée numériquement sur une plateforme informatique.

Stanislaw Ulam, mathématicien d'origine polonaise, a inventé la méthode de Monte-Carlo, conjointement avec John von Neumann. Il conçoit la méthode de Monte-Carlo en 1946 en réfléchissant à la probabilité d'avoir une combinaison gagnante au jeu de solitaire. Ulam n'a pas inventé l'échantillonnage statistique, qui existait bien avant pour résoudre des problèmes quantitatifs, tels que le problème de lancer de dés. La contribution d'Ulam était de reconnaître le potentiel des ordinateurs à automatiser un tel échantillonnage. Metropolis a baptisé la nouvelle méthodologie au nom du casino de Monte-Carlo. Le premier article sur la méthode de Monte-Carlo a été publié en 1949, par Ulam et Metropolis.

D.2 Formulation du problème avec Monte-Carlo

L'utilisation de la méthode de Monte-Carlo s'appuie sur un large éventail de méthodes mathématiques, principalement les disciplines se rapportant aux théories de probabilités, l'analyse statistique et l'analyse numérique.

Dans une situation typique d'une formulation de problème de Monte-Carlo: 1. L'utilisateur veut estimer l'incertitude reliée à un paramètre; 2. Il n'est pas possible de réaliser une expérience in situ pour étudier le problème; 3. Une réponse déterministe est douteuse, en vue de toutes les incertitudes associées au problème; 4. Il faut identifier un processus aléatoire qui donnerait les mêmes réponses et auquel il est possible de confronter la solution déterministe.

Dans les simulations de Monte-Carlo, des estimations statistiques sont recherchées pour les variables stochastiques identifiées. La méthode de Monte-Carlo a deux particularités: 1. La

structure simple de l'algorithme de calcul, qui implique simplement la répétition d'une expérience numérique N fois, puis le calcul des valeurs moyennes ou l'espérance mathématique; 2. L'un des principaux avantages des méthodes de Monte-Carlo est que les valeurs moyennes des quantités sont associées à des estimations d'erreur statistique. L'augmentation du nombre d'expériences N permet de minimiser l'erreur statistique (Ragheb, 2004).

Les valeurs moyennes qui sont utilisées dans les systèmes actuels d'aide à la décision et les prévisions peuvent être trompeuses. Ce que les ingénieurs peuvent considérer comme exact n'est en fait qu'une simple valeur moyenne. Dans le monde réel, les lois des théories de probabilité prévalent. Aussi, des résultats présentés avec des probabilités d'occurrences peuvent servir de bons outils de prise de décision. Ainsi, dans le cadre de ce projet de recherche, nous avons proposé de recourir aux cartes de probabilité d'inondation qui montrent la probabilité qu'un point quelconque de la plaine inondable soit inondé au cours d'un événement d'inondation. Plusieurs scénarios peuvent être adoptés pour la création de cartes de zones inondables dépendamment des données disponibles. Nous nous sommes particulièrement intéressés au cas où les données hydrologiques sont connues et où les incertitudes sont dues à l'estimation de la rugosité dans le modèle hydraulique. Ainsi, pour chaque matériau, il faut spécifier les intervalles de variation du coefficient de Manning, sa moyenne (valeur normale) et son écart type, ainsi que la fonction de densité de probabilité. La limite de la plaine inondable est identifiée à la suite d'un processus d'exécution du modèle hydraulique et du modèle de délimitation de la plaine inondable répété un nombre de fois suffisant. La carte de probabilité d'inondation est créée en divisant le nombre de fois où chaque point de la plaine inondable est inondé par le nombre total de simulations. Cette opération donne la probabilité d'inondation à n'importe quel point de la plaine inondable.

ANNEXE E – FICHIER COMPLÉMENTAIRE À L'ARTICLE 1

Cette annexe contient les coordonnées et les profondeurs d'eau telles que distribuées avec l'article 1.

Fond Plat sans butée

x	y	z	h
0	0.1905	0.0044	0.3463
0	0.28575	0.0048	0.3459
0	0.381	0.0042	0.3448
0	0.47625	0.0052	0.3447
0	0.5715	0.0033	0.346
0.3	0.1905	0.0033	0.3428
0.3	0.28575	0.0037	0.3417
0.3	0.381	0.0026	0.3417
0.3	0.47625	0.0047	0.3415
0.3	0.5715	0.0023	0.3418
0.5	0.1905	0	0.3369
0.5	0.28575	0.001	0.3369
0.5	0.381	0.0001	0.3378
0.5	0.47625	0.0014	0.3383
0.5	0.5715	0.0013	0.3382
0.6	0.1905	0.0037	0.3425
0.6	0.28575	0.0036	0.3422
0.6	0.381	0.0025	0.3411
0.6	0.47625	0.004	0.3415
0.6	0.5715	0.0043	0.3405
0.8	0.1905	0.0011	0.3374
0.8	0.28575	0.0025	0.3379
0.8	0.381	0.0006	0.3398
0.8	0.47625	0.0027	0.34
0.8	0.5715	0.0007	0.3375
0.9	0.1905	0.0053	0.3407
0.9	0.28575	0.0042	0.3397
0.9	0.381	0.0046	0.3406
0.9	0.47625	0.005	0.3394
0.9	0.5715	0.0039	0.3415
1	0.1905	0.0069	0.3438
1	0.28575	0.0075	0.3437
1	0.381	0.007	0.3443
1	0.47625	0.0075	0.3443
1	0.5715	0.0069	0.3437

1.1	0.1905	0.001	0.3372
1.1	0.28575	0.0018	0.3408
1.1	0.381	0.0004	0.3395
1.1	0.47625	0.0011	0.3405
1.1	0.5715	0.0012	0.3407
1.2	0.1905	0.0055	0.3407
1.2	0.28575	0.006	0.3392
1.2	0.381	0.0053	0.3428
1.2	0.47625	0.0057	0.3402
1.2	0.5715	0.0058	0.34
1.3	0.1905	0.0062	0.3404
1.3	0.28575	0.0067	0.3429
1.3	0.381	0.0052	0.3435
1.3	0.47625	0.0075	0.3443
1.3	0.5715	0.0071	0.3439
1.4	0.1905	0.0012	0.3368
1.4	0.28575	0.0011	0.3409
1.4	0.381	0	0.3406
1.4	0.47625	0.0012	0.3399
1.4	0.5715	0.0012	0.3411
1.5	0.1905	0.0045	0.3405
1.5	0.28575	0.0044	0.3412
1.5	0.381	0.0039	0.341
1.5	0.47625	0.0052	0.3442
1.5	0.5715	0.0038	0.3405
1.6	0.1905	0.0076	0.3433
1.6	0.28575	0.0074	0.3443
1.6	0.381	0.0066	0.344
1.6	0.47625	0.0077	0.3444
1.6	0.5715	0.0069	0.3435
1.7	0.1905	0.0013	0.3402
1.7	0.28575	0.0007	0.3402
1.7	0.381	0.0017	0.3374
1.7	0.47625	0.0017	0.3397
1.7	0.5715	0.0004	0.3371
1.8	0.1905	0.0044	0.3386
1.8	0.28575	0.0041	0.341
1.8	0.381	0.0039	0.3378
1.8	0.47625	0.0044	0.341
1.8	0.5715	0.0038	0.338
1.9	0.1905	0.0063	0.3434
1.9	0.28575	0.0066	0.3429
1.9	0.381	0.0069	0.3431

1.9	0.47625	0.0067	0.3433
1.9	0.5715	0.0063	0.3428
2.1	0.1905	0.0041	0.3403
2.1	0.28575	0.0053	0.3407
2.1	0.381	0.0037	0.3427
2.1	0.47625	0.005	0.3429
2.1	0.5715	0.0041	0.3408
2.2	0.1905	0.0074	0.3444
2.2	0.28575	0.0087	0.344
2.2	0.381	0.0078	0.3453
2.2	0.47625	0.0079	0.3445
2.2	0.5715	0.0071	0.3437
2.3	0.1905	0.0078	0.3431
2.3	0.28575	0.0084	0.3445
2.3	0.381	0.0065	0.3451
2.3	0.47625	0.0078	0.3445
2.3	0.5715	0.0067	0.3433
2.4	0.1905	0.0029	0.3405
2.4	0.28575	0.0042	0.3396
2.4	0.381	0.0039	0.3443
2.4	0.47625	0.0053	0.3425
2.4	0.5715	0.0039	0.3405
2.7	0.1905	0.0032	0.3382
2.7	0.28575	0.004	0.3387
2.7	0.381	0.0032	0.3373
2.7	0.47625	0.0043	0.3406
2.7	0.5715	0.0028	0.339
2.8	0.1905	0.0052	0.3427
2.8	0.28575	0.0054	0.344
2.8	0.381	0.0055	0.3434
2.8	0.47625	0.0042	0.3428
2.8	0.5715	0.0042	0.3406
3.2	0.1905	0.0061	0.3396
3.2	0.28575	0.0066	0.3425
3.2	0.381	0.0044	0.343
3.2	0.47625	0.0063	0.3427
3.2	0.5715	0.005	0.3398
3.7	0.1905	0.0068	0.3385
3.7	0.28575	0.0056	0.3384
3.7	0.381	0.0049	0.3399
3.7	0.47625	0.0049	0.3385
3.7	0.5715	0.0058	0.3371

Fond Plat avec butée

X	Y	Z	h
0	0.1905	0.0044	0.3418
0	0.28575	0.0048	0.3417
0	0.381	0.0042	0.3412
0	0.47625	0.0052	0.3421
0	0.5715	0.0033	0.34
0.3	0.1905	0.0033	0.3431
0.3	0.28575	0.0037	0.3421
0.3	0.381	0.0026	0.3416
0.3	0.47625	0.0047	0.3407
0.3	0.5715	0.0023	0.3427
0.5	0.1905	0	0.3387
0.5	0.28575	0.001	0.3423
0.5	0.381	0.0001	0.3387
0.5	0.47625	0.0014	0.3442
0.5	0.5715	0.0013	0.3378
0.6	0.1905	0.0037	0.3361
0.6	0.28575	0.0036	0.3348
0.6	0.381	0.0025	0.3364
0.6	0.47625	0.004	0.3415
0.6	0.5715	0.0043	0.3379
0.8	0.1905	0.0011	0.3351
0.8	0.28575	0.0025	0.3366
0.8	0.381	0.0006	0.3308
0.8	0.47625	0.0027	0.3384
0.8	0.5715	0.0007	0.338
0.9	0.1905	0.0053	0.3288
0.9	0.28575	0.0042	0.3296
0.9	0.381	0.0046	0.3385
0.9	0.47625	0.005	0.3389
0.9	0.5715	0.0039	0.3345
1	0.1905	0.0069	0.327
1	0.28575	0.0075	0.3304
1	0.381	0.007	0.3286
1	0.47625	0.0075	0.3352
1	0.5715	0.0069	0.3326
1.1	0.1905	0.001	0.3341
1.1	0.28575	0.0018	0.3304
1.1	0.381	0.0004	0.3308
1.1	0.47625	0.0011	0.3373
1.1	0.5715	0.0012	0.3318

1.2	0.1905	0.0055	0.3284
1.2	0.28575	0.006	0.3361
1.2	0.381	0.0053	0.3365
1.2	0.47625	0.0057	0.3307
1.2	0.5715	0.0058	0.3328
1.3	0.1905	0.0062	0.3367
1.3	0.28575	0.0067	0.3334
1.3	0.381	0.0052	0.3291
1.3	0.47625	0.0075	0.3361
1.3	0.5715	0.0071	0.3371
1.4	0.1905	0.0012	0.3335
1.4	0.28575	0.0011	0.3321
1.4	0.381	0	0.3391
1.4	0.47625	0.0012	0.3378
1.4	0.5715	0.0012	0.3328
1.5	0.1905	0.0045	0.3377
1.5	0.28575	0.0044	0.3407
1.5	0.381	0.0039	0.3383
1.5	0.47625	0.0052	0.3435
1.5	0.5715	0.0038	0.3408
1.6	0.1905	0.0076	0.3341
1.6	0.28575	0.0074	0.3302
1.6	0.381	0.0066	0.3292
1.6	0.47625	0.0077	0.3362
1.6	0.5715	0.0069	0.3323
1.7	0.1905	0.0013	0.3355
1.7	0.28575	0.0007	0.3415
1.7	0.381	0.0017	0.3423
1.7	0.47625	0.0017	0.3332
1.7	0.5715	0.0004	0.3362
1.8	0.1905	0.0044	0.3399
1.8	0.28575	0.0041	0.336
1.8	0.381	0.0039	0.3341
1.8	0.47625	0.0044	0.3384
1.8	0.5715	0.0038	0.3382
1.9	0.1905	0.0063	0.3329
1.9	0.28575	0.0066	0.3333
1.9	0.381	0.0069	0.3392
1.9	0.47625	0.0067	0.3385
1.9	0.5715	0.0063	0.3336
2.1	0.1905	0.0041	0.3454
2.1	0.28575	0.0053	0.3412
2.1	0.381	0.0037	0.3398

2.1	0.47625	0.005	0.3466
2.1	0.5715	0.0041	0.3426
2.2	0.1905	0.0074	0.3348
2.2	0.28575	0.0087	0.334
2.2	0.381	0.0078	0.3354
2.2	0.47625	0.0079	0.3367
2.2	0.5715	0.0071	0.3377
2.3	0.1905	0.0078	0.3393
2.3	0.28575	0.0084	0.3344
2.3	0.381	0.0065	0.3301
2.3	0.47625	0.0078	0.3395
2.3	0.5715	0.0067	0.3406
2.4	0.1905	0.0029	0.3414
2.4	0.28575	0.0042	0.3426
2.4	0.381	0.0039	0.3478
2.4	0.47625	0.0053	0.3472
2.4	0.5715	0.0039	0.3449
2.7	0.1905	0.0032	0.3348
2.7	0.28575	0.004	0.3345
2.7	0.381	0.0032	0.3344
2.7	0.47625	0.0043	0.3387
2.7	0.5715	0.0028	0.3416
2.8	0.5715	0.0052	0.3423
2.8	0.1905	0.0054	0.3405
2.8	0.28575	0.0055	0.3369
2.8	0.381	0.0042	0.343
2.8	0.47625	0.0042	0.3453
3.2	0.1905	0.0061	0.3286
3.2	0.28575	0.0066	0.3266
3.2	0.381	0.0044	0.3257
3.2	0.47625	0.0063	0.3297
3.2	0.5715	0.005	0.3298
3.7	0.1905	0.0068	0.3302
3.7	0.28575	0.0056	0.3308
3.7	0.381	0.0049	0.3304
3.7	0.47625	0.0049	0.3303
3.7	0.5715	0.0058	0.3309

Fond Gravier sans butée

x	y	z	h
0	0.1905	0.0044	0.342
0	0.28575	0.0048	0.3409
0	0.381	0.0042	0.3438
0	0.47625	0.0052	0.3416
0	0.5715	0.0033	0.3418
0.3	0.1905	0.0033	0.3418
0.3	0.28575	0.0037	0.3414
0.3	0.381	0.0026	0.3446
0.3	0.47625	0.0047	0.3402
0.3	0.5715	0.0023	0.3422
0.5	0.1905	0	0.3435
0.5	0.28575	0.001	0.3444
0.5	0.381	0.0001	0.3469
0.5	0.47625	0.0014	0.3431
0.5	0.5715	0.0013	0.3438
0.6	0.1905	0.0037	0.3425
0.6	0.28575	0.0036	0.3411
0.6	0.381	0.0025	0.3457
0.6	0.47625	0.004	0.3418
0.6	0.5715	0.0043	0.34
0.8	0.1905	0.0011	0.3436
0.8	0.28575	0.0025	0.3432
0.8	0.381	0.0006	0.3457
0.8	0.47625	0.0027	0.3419
0.8	0.5715	0.0007	0.3431
0.9	0.1905	0.0053	0.3416
0.9	0.28575	0.0042	0.3403
0.9	0.381	0.0046	0.3442
0.9	0.47625	0.005	0.3398
0.9	0.5715	0.0039	0.341
1	0.1905	0.0069	0.3399
1	0.28575	0.0075	0.3402
1	0.381	0.007	0.3394
1	0.47625	0.0075	0.3399
1	0.5715	0.0069	0.3409
1.1	0.1905	0.0528	0.29
1.1	0.28575	0.0455	0.2969
1.1	0.381	0.0541	0.2916
1.1	0.47625	0.0552	0.2882
1.1	0.5715	0.0615	0.2806

1.2	0.1905	0.0528	0.2925
1.2	0.28575	0.0455	0.3002
1.2	0.381	0.0541	0.2915
1.2	0.47625	0.0552	0.2906
1.2	0.5715	0.0615	0.2833
1.3	0.1905	0.0528	0.2909
1.3	0.28575	0.0455	0.2985
1.3	0.381	0.0541	0.2905
1.3	0.47625	0.0552	0.2891
1.3	0.5715	0.0615	0.2825
1.4	0.1905	0.0528	0.2882
1.4	0.28575	0.0455	0.295
1.4	0.381	0.0541	0.2915
1.4	0.47625	0.0552	0.2847
1.4	0.5715	0.0615	0.2775
1.5	0.1905	0.0528	0.2935
1.5	0.28575	0.0455	0.3007
1.5	0.381	0.0541	0.2924
1.5	0.47625	0.0552	0.2914
1.5	0.5715	0.0615	0.2857
1.6	0.1905	0.0528	0.2894
1.6	0.28575	0.0455	0.2971
1.6	0.381	0.0541	0.2889
1.6	0.47625	0.0552	0.2884
1.6	0.5715	0.0615	0.2812
1.7	0.1905	0.0528	0.2874
1.7	0.28575	0.0455	0.2947
1.7	0.381	0.0541	0.2892
1.7	0.47625	0.0552	0.2851
1.7	0.5715	0.0615	0.2782
1.8	0.1905	0.0528	0.2869
1.8	0.28575	0.0455	0.2945
1.8	0.381	0.0541	0.2894
1.8	0.47625	0.0552	0.2839
1.8	0.5715	0.0615	0.2778
1.9	0.1905	0.032	0.3102
1.9	0.28575	0.0335	0.3093
1.9	0.381	0.0292	0.3139
1.9	0.47625	0.0304	0.3124
1.9	0.5715	0.0266	0.3166
2.1	0.1905	0.032	0.3136
2.1	0.28575	0.0335	0.3121
2.1	0.381	0.0292	0.3174

2.1	0.47625	0.0304	0.3168
2.1	0.5715	0.0266	0.3201
2.2	0.1905	0.032	0.3136
2.2	0.28575	0.0335	0.3116
2.2	0.381	0.0292	0.3146
2.2	0.47625	0.0304	0.3143
2.2	0.5715	0.0266	0.3179
2.3	0.1905	0.0394	0.3035
2.3	0.28575	0.0458	0.2967
2.3	0.381	0.0441	0.3085
2.3	0.47625	0.0329	0.3095
2.3	0.5715	0.0414	0.3011
2.4	0.1905	0.0394	0.3062
2.4	0.28575	0.0458	0.2998
2.4	0.381	0.0441	0.3017
2.4	0.47625	0.0329	0.3125
2.4	0.5715	0.0414	0.3047
2.7	0.1905	0.0032	0.3367
2.7	0.28575	0.004	0.3365
2.7	0.381	0.0032	0.3405
2.7	0.47625	0.0043	0.3394
2.7	0.5715	0.0028	0.3363
2.8	0.1905	0.0052	0.3402
2.8	0.28575	0.0054	0.3413
2.8	0.381	0.0055	0.3408
2.8	0.47625	0.0042	0.3411
2.8	0.5715	0.0042	0.3422
3.2	0.1905	0.0061	0.3391
3.2	0.28575	0.0066	0.3375
3.2	0.381	0.0044	0.34
3.2	0.47625	0.0063	0.3375
3.2	0.5715	0.005	0.3385
3.7	0.1905	0.0068	0.3454
3.7	0.28575	0.0056	0.3437
3.7	0.381	0.0049	0.3436
3.7	0.47625	0.0049	0.3432
3.7	0.5715	0.0058	0.3446

Fond Gravier avec butée

x	y	z	h
0	0.1905	0.0044	0.3414
0	0.28575	0.0048	0.3409
0	0.381	0.0042	0.3416
0	0.47625	0.0052	0.3422
0	0.5715	0.0033	0.3399
0.3	0.1905	0.0033	0.3432
0.3	0.28575	0.0037	0.3427
0.3	0.381	0.0026	0.3419
0.3	0.47625	0.0047	0.3407
0.3	0.5715	0.0023	0.3435
0.5	0.1905	0	0.3466
0.5	0.28575	0.001	0.3463
0.5	0.381	0.0001	0.3441
0.5	0.47625	0.0014	0.3447
0.5	0.5715	0.0013	0.3447
0.6	0.1905	0.0037	0.3356
0.6	0.28575	0.0036	0.3391
0.6	0.381	0.0025	0.3411
0.6	0.47625	0.004	0.3418
0.6	0.5715	0.0043	0.3402
0.8	0.1905	0.0011	0.3323
0.8	0.28575	0.0025	0.3361
0.8	0.381	0.0006	0.3368
0.8	0.47625	0.0027	0.3391
0.8	0.5715	0.0007	0.3404
0.9	0.1905	0.0053	0.3298
0.9	0.28575	0.0042	0.3334
0.9	0.381	0.0046	0.3365
0.9	0.47625	0.005	0.3396
0.9	0.5715	0.0039	0.3392
1	0.1905	0.0069	0.3317
1	0.28575	0.0075	0.3363
1	0.381	0.007	0.335
1	0.47625	0.0075	0.336
1	0.5715	0.0069	0.3376
1.1	0.1905	0.0528	0.2828
1.1	0.28575	0.0455	0.2899
1.1	0.381	0.0541	0.2824
1.1	0.47625	0.0552	0.2838
1.1	0.5715	0.0615	0.2758

1.2	0.1905	0.0528	0.2871
1.2	0.28575	0.0455	0.2933
1.2	0.381	0.0541	0.2863
1.2	0.47625	0.0552	0.2888
1.2	0.5715	0.0615	0.2828
1.3	0.1905	0.0528	0.2872
1.3	0.28575	0.0455	0.2946
1.3	0.381	0.0541	0.2905
1.3	0.47625	0.0552	0.2843
1.3	0.5715	0.0615	0.2781
1.4	0.1905	0.0528	0.286
1.4	0.28575	0.0455	0.2923
1.4	0.381	0.0541	0.2832
1.4	0.47625	0.0552	0.2877
1.4	0.5715	0.0615	0.2728
1.5	0.1905	0.0528	0.2937
1.5	0.28575	0.0455	0.3023
1.5	0.381	0.0541	0.291
1.5	0.47625	0.0552	0.2899
1.5	0.5715	0.0615	0.2843
1.6	0.1905	0.0528	0.2883
1.6	0.28575	0.0455	0.2948
1.6	0.381	0.0541	0.286
1.6	0.47625	0.0552	0.287
1.6	0.5715	0.0615	0.2799
1.7	0.1905	0.0528	0.2842
1.7	0.28575	0.0455	0.2913
1.7	0.381	0.0541	0.2827
1.7	0.47625	0.0552	0.284
1.7	0.5715	0.0615	0.2776
1.8	0.1905	0.0528	0.2853
1.8	0.28575	0.0455	0.2938
1.8	0.381	0.0541	0.2894
1.8	0.47625	0.0552	0.2842
1.8	0.5715	0.0615	0.2738
1.9	0.1905	0.032	0.3077
1.9	0.28575	0.0335	0.3074
1.9	0.381	0.0292	0.3118
1.9	0.47625	0.0304	0.3155
1.9	0.5715	0.0266	0.3147
2.1	0.1905	0.032	0.3131
2.1	0.28575	0.0335	0.3114
2.1	0.381	0.0292	0.3157

2.1	0.47625	0.0304	0.317
2.1	0.5715	0.0266	0.3194
2.2	0.1905	0.032	0.3132
2.2	0.28575	0.0335	0.307
2.2	0.381	0.0292	0.3157
2.2	0.47625	0.0304	0.3119
2.2	0.5715	0.0266	0.3164
2.3	0.1905	0.0394	0.3
2.3	0.28575	0.0458	0.2949
2.3	0.381	0.0441	0.3015
2.3	0.47625	0.0329	0.3082
2.3	0.5715	0.0414	0.3004
2.4	0.1905	0.0394	0.3036
2.4	0.28575	0.0458	0.298
2.4	0.381	0.0441	0.3002
2.4	0.47625	0.0329	0.3171
2.4	0.5715	0.0414	0.3044
2.7	0.1905	0.0032	0.3366
2.7	0.28575	0.004	0.3346
2.7	0.381	0.0032	0.3383
2.7	0.47625	0.0043	0.333
2.7	0.5715	0.0028	0.3364
2.8	0.1905	0.0052	0.336
2.8	0.28575	0.0054	0.338
2.8	0.381	0.0055	0.3419
2.8	0.47625	0.0042	0.3376
2.8	0.5715	0.0042	0.3402
3.2	0.1905	0.0061	0.3353
3.2	0.28575	0.0066	0.3272
3.2	0.381	0.0044	0.331
3.2	0.47625	0.0063	0.3214
3.2	0.5715	0.005	0.325
3.7	0.1905	0.0068	0.3423
3.7	0.28575	0.0056	0.3348
3.7	0.381	0.0049	0.3391
3.7	0.47625	0.0049	0.3319
3.7	0.5715	0.0058	0.3346

Fond pierre sans butée

x	y	z	h
0	0.1905	0.0044	0.3414
0	0.28575	0.0048	0.3422
0	0.381	0.0042	0.3402
0	0.47625	0.0052	0.3416
0	0.5715	0.0033	0.3402
0.3	0.1905	0.0033	0.3436
0.3	0.28575	0.0037	0.3419
0.3	0.381	0.0026	0.3414
0.3	0.47625	0.0047	0.3404
0.3	0.5715	0.0023	0.3432
0.5	0.1905	0	0.3434
0.5	0.28575	0.001	0.3433
0.5	0.381	0.0001	0.3422
0.5	0.47625	0.0014	0.3419
0.5	0.5715	0.0013	0.3417
0.6	0.1905	0.0037	0.3434
0.6	0.28575	0.0036	0.3422
0.6	0.381	0.0025	0.3417
0.6	0.47625	0.004	0.3411
0.6	0.5715	0.0043	0.34
0.8	0.1905	0.0011	0.3425
0.8	0.28575	0.0025	0.3415
0.8	0.381	0.0006	0.3398
0.8	0.47625	0.0027	0.34
0.8	0.5715	0.0007	0.3425
0.9	0.1905	0.0053	0.3412
0.9	0.28575	0.0042	0.3401
0.9	0.381	0.0046	0.3415
0.9	0.47625	0.005	0.34
0.9	0.5715	0.0039	0.342
1	0.1905	0.0069	0.339
1	0.28575	0.0075	0.3389
1	0.381	0.007	0.3376
1	0.47625	0.0075	0.3374
1	0.5715	0.0069	0.3386
1.1	0.1905	0.0293	0.3131
1.1	0.28575	0.0267	0.3151
1.1	0.381	0.0292	0.3121
1.1	0.47625	0.0274	0.3141
1.1	0.5715	0.0299	0.3119

1.2	0.1905	0.0293	0.3162
1.2	0.28575	0.0267	0.3192
1.2	0.381	0.0292	0.3159
1.2	0.47625	0.0274	0.318
1.2	0.5715	0.0299	0.3159
1.3	0.1905	0.0293	0.3156
1.3	0.28575	0.0267	0.3185
1.3	0.381	0.0292	0.3155
1.3	0.47625	0.0274	0.3174
1.3	0.5715	0.0299	0.3156
1.4	0.1905	0.0293	0.3132
1.4	0.28575	0.0267	0.3154
1.4	0.381	0.0292	0.3126
1.4	0.47625	0.0274	0.3138
1.4	0.5715	0.0299	0.3124
1.5	0.1905	0.0293	0.3183
1.5	0.28575	0.0267	0.321
1.5	0.381	0.0292	0.3185
1.5	0.47625	0.0274	0.3205
1.5	0.5715	0.0299	0.3178
1.6	0.1905	0.0293	0.3152
1.6	0.28575	0.0267	0.3174
1.6	0.381	0.0292	0.3148
1.6	0.47625	0.0274	0.3158
1.6	0.5715	0.0299	0.3144
1.7	0.1905	0.035	0.311
1.7	0.28575	0.0248	0.3167
1.7	0.381	0.0311	0.3106
1.7	0.47625	0.0321	0.3093
1.7	0.5715	0.0329	0.3082
1.8	0.1905	0.035	0.3075
1.8	0.28575	0.0248	0.3172
1.8	0.381	0.0311	0.3108
1.8	0.47625	0.0321	0.3098
1.8	0.5715	0.0329	0.309
1.9	0.1905	0.035	0.3082
1.9	0.28575	0.0248	0.3186
1.9	0.381	0.0311	0.312
1.9	0.47625	0.0321	0.3113
1.9	0.5715	0.0329	0.31
2.1	0.1905	0.035	0.3118
2.1	0.28575	0.0248	0.3222
2.1	0.381	0.0311	0.3159

2.1	0.47625	0.0321	0.315
2.1	0.5715	0.0329	0.3139
2.2	0.1905	0.035	0.3092
2.2	0.28575	0.0248	0.3189
2.2	0.381	0.0311	0.3135
2.2	0.47625	0.0321	0.3113
2.2	0.5715	0.0329	0.3113
2.3	0.1905	0.0284	0.3141
2.3	0.28575	0.0338	0.3089
2.3	0.381	0.039	0.3039
2.3	0.47625	0.0435	0.2989
2.3	0.5715	0.0368	0.3062
2.4	0.1905	0.0284	0.3177
2.4	0.28575	0.0338	0.3129
2.4	0.381	0.039	0.3075
2.4	0.47625	0.0435	0.303
2.4	0.5715	0.0368	0.3097
2.7	0.1905	0.0032	0.3382
2.7	0.28575	0.004	0.3387
2.7	0.381	0.0032	0.3373
2.7	0.47625	0.0043	0.3378
2.7	0.5715	0.0028	0.339
2.8	0.1905	0.0052	0.3415
2.8	0.28575	0.0054	0.3426
2.8	0.381	0.0055	0.3416
2.8	0.47625	0.0042	0.3414
2.8	0.5715	0.0042	0.3425
3.2	0.1905	0.0061	0.3391
3.2	0.28575	0.0066	0.3369
3.2	0.381	0.0044	0.3365
3.2	0.47625	0.0063	0.3368
3.2	0.5715	0.005	0.3386
3.7	0.1905	0.0068	0.502
3.7	0.28575	0.0056	0.3448
3.7	0.381	0.0049	0.3448
3.7	0.47625	0.0049	0.3447
3.7	0.5715	0.0058	0.346

Fond pierre avec butée

x	y	z	h
0	0.1905	0.0044	0.3405
0	0.28575	0.0048	0.3414
0	0.381	0.0042	0.3406
0	0.47625	0.0052	0.3414
0	0.5715	0.0033	0.3406
0.3	0.1905	0.0033	0.3432
0.3	0.28575	0.0037	0.3417
0.3	0.381	0.0026	0.3424
0.3	0.47625	0.0047	0.3406
0.3	0.5715	0.0023	0.3428
0.5	0.1905	0	0.3423
0.5	0.28575	0.001	0.3422
0.5	0.381	0.0001	0.3417
0.5	0.47625	0.0014	0.3417
0.5	0.5715	0.0013	0.3426
0.6	0.1905	0.0037	0.3379
0.6	0.28575	0.0036	0.3373
0.6	0.381	0.0025	0.3396
0.6	0.47625	0.004	0.3391
0.6	0.5715	0.0043	0.3395
0.8	0.1905	0.0011	0.3307
0.8	0.28575	0.0025	0.3331
0.8	0.381	0.0006	0.3348
0.8	0.47625	0.0027	0.3354
0.8	0.5715	0.0007	0.3387
0.9	0.1905	0.0053	0.3314
0.9	0.28575	0.0042	0.3316
0.9	0.381	0.0046	0.3341
0.9	0.47625	0.005	0.3346
0.9	0.5715	0.0039	0.3382
1	0.1905	0.0069	0.3277
1	0.28575	0.0075	0.3303
1	0.381	0.007	0.3318
1	0.47625	0.0075	0.334
1	0.5715	0.0069	0.337
1.1	0.1905	0.0293	0.3146
1.1	0.28575	0.0267	0.315
1.1	0.381	0.0292	0.3143
1.1	0.47625	0.0274	0.3094
1.1	0.5715	0.0299	0.3104

1.2	0.1905	0.0293	0.3137
1.2	0.28575	0.0267	0.3147
1.2	0.381	0.0292	0.3141
1.2	0.47625	0.0274	0.313
1.2	0.5715	0.0299	0.3104
1.3	0.1905	0.0293	0.315
1.3	0.28575	0.0267	0.3173
1.3	0.381	0.0292	0.3102
1.3	0.47625	0.0274	0.3105
1.3	0.5715	0.0299	0.3091
1.4	0.1905	0.0293	0.31
1.4	0.28575	0.0267	0.3108
1.4	0.381	0.0292	0.3074
1.4	0.47625	0.0274	0.3075
1.4	0.5715	0.0299	0.3064
1.5	0.1905	0.0293	0.3162
1.5	0.28575	0.0267	0.3182
1.5	0.381	0.0292	0.3168
1.5	0.47625	0.0274	0.3182
1.5	0.5715	0.0299	0.3173
1.6	0.1905	0.0293	0.3135
1.6	0.28575	0.0267	0.3135
1.6	0.381	0.0292	0.3118
1.6	0.47625	0.0274	0.3127
1.6	0.5715	0.0299	0.3173
1.7	0.1905	0.035	0.3088
1.7	0.28575	0.0248	0.3168
1.7	0.381	0.0311	0.3124
1.7	0.47625	0.0321	0.3047
1.7	0.5715	0.0329	0.3039
1.8	0.1905	0.035	0.3075
1.8	0.28575	0.0248	0.3177
1.8	0.381	0.0311	0.3077
1.8	0.47625	0.0321	0.3065
1.8	0.5715	0.0329	0.3061
1.9	0.1905	0.035	0.3104
1.9	0.28575	0.0248	0.3187
1.9	0.381	0.0311	0.3144
1.9	0.47625	0.0321	0.3093
1.9	0.5715	0.0329	0.3089
2.1	0.1905	0.035	0.3119
2.1	0.28575	0.0248	0.3206
2.1	0.381	0.0311	0.3167

2.1	0.47625	0.0321	0.3127
2.1	0.5715	0.0329	0.3138
2.2	0.1905	0.035	0.3096
2.2	0.28575	0.0248	0.321
2.2	0.381	0.0311	0.3145
2.2	0.47625	0.0321	0.3091
2.2	0.5715	0.0329	0.3089
2.3	0.1905	0.0284	0.3158
2.3	0.28575	0.0338	0.3105
2.3	0.381	0.039	0.302
2.3	0.47625	0.0435	0.2978
2.3	0.5715	0.0368	0.3053
2.4	0.1905	0.0284	0.3169
2.4	0.28575	0.0338	0.3101
2.4	0.381	0.039	0.306
2.4	0.47625	0.0435	0.3019
2.4	0.5715	0.0368	0.3104
2.7	0.1905	0.0032	0.3397
2.7	0.28575	0.004	0.3393
2.7	0.381	0.0032	0.3388
2.7	0.47625	0.0043	0.3334
2.7	0.5715	0.0028	0.3368
2.8	0.1905	0.0052	0.3401
2.8	0.28575	0.0054	0.3411
2.8	0.381	0.0055	0.3367
2.8	0.47625	0.0042	0.3371
2.8	0.5715	0.0042	0.3396
3.2	0.1905	0.0061	0.3361
3.2	0.28575	0.0066	0.3329
3.2	0.381	0.0044	0.3308
3.2	0.47625	0.0063	0.3237
3.2	0.5715	0.005	0.3248
3.7	0.1905	0.0068	0.3423
3.7	0.28575	0.0056	0.3395
3.7	0.381	0.0049	0.3394
3.7	0.47625	0.0049	0.3325
3.7	0.5715	0.0058	0.3343