

Titre: Modélisation de scénarios de déversements dans un canal d'eau potable
Title: potable

Auteur: Simon L'Heureux
Author:

Date: 2016

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: L'Heureux, S. (2016). Modélisation de scénarios de déversements dans un canal d'eau potable [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. Citation: <https://publications.polymtl.ca/2065/>

Document en libre accès dans PolyPublie

Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/2065/>
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Sarah Dorner, & Michèle Prévost
Advisors:

Programme: Génie civil
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

MODÉLISATION DE SCÉNARIOS DE DÉVERSEMENTS DANS UN CANAL
D'EAU POTABLE

SIMON L'HEUREUX

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)

MARS 2016

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

MODÉLISATION DE SCÉNARIOS DE DÉVERSEMENTS DANS UN CANAL
D'EAU POTABLE

présenté par : L'HEUREUX Simon

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

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

M. FUAMBA Musandji, Ph. D., président

Mme DORNER Sarah, Ph. D., membre et directrice de recherche

Mme PRÉVOST Michèle, Ph. D., membre et codirectrice de recherche

Mme CARRIÈRE Annie, M.Sc.A., membre

REMERCIEMENTS

Je souhaite d'abord souligner la participation indispensable de ma directrice de recherche Sarah Dorner qui a accepté de me guider dans la définition et la réalisation de ce projet de recherche. L'équilibre qu'elle sait maintenir entre la poursuite d'objectifs liés à un cas d'étude réel et la motivation par pure curiosité scientifique a rendu mon expérience sous sa supervision très enrichissante. Je remercie aussi ma codirectrice de recherche Michèle Prévost pour son aide précieuse. Jamais à court d'idées, elle a su relancer le projet en me proposant plusieurs nouvelles pistes de réflexion.

Je veux également remercier tous les membres de l'équipe de la Chaire de recherche du Canada sur la dynamique des contaminants microbiens dans les sources d'approvisionnement en eau et de la chaire CRSNG en traitement des eaux potables. Merci à Mireille Blais, Jacinthe Mailly et Julie Philibert pour les différentes formations reçues et le soutien technique. Un merci tout particulier à Yves Fontaine avec qui nous avons réalisé la campagne de mesure sur le terrain. Je suis très reconnaissant envers Laurène Autixier et Natasha McQuaid et Shokoufeh Nour qui, à titre d'associées de recherche, m'ont beaucoup aidé dans la préparation des différents rapports et présentations. L'achèvement de ce projet a également été grandement facilité par tout le travail administratif réalisé par Laura Razafinjanahary. Je profite également de l'occasion pour saluer les autres étudiants avec qui j'ai partagé un bureau et dont la bonne humeur et la convivialité ont rendu mon séjour parmi eux d'autant plus agréable.

Je remercie l'ensemble des partenaires des deux chaires de recherche qui ont rendu possible ce projet. Je souligne tout particulièrement la participation d'Annie Carrière avec qui nous avons étroitement collaboré. Je la remercie pour les précieuses informations rendues disponibles et la confiance qui m'a immédiatement été accordée.

Sans pouvoir les nommer individuellement, je souligne l'importance du travail de tous les professeurs qui, au cours de mes études au premier cycle et plus particulièrement à la maîtrise, m'ont permis d'acquérir les bases académiques nécessaires pour mener à bien ce projet.

RÉSUMÉ

Dans le cadre de la nouvelle réglementation québécoise sur la protection des sources d'eau potable, la qualité de l'eau, mais également la vulnérabilité des sources d'eau à des événements de contamination doivent être évaluées. Des événements comme des déversements de substances toxiques ou d'eaux usées contenant des microorganismes pathogènes peuvent nécessiter des changements dans l'opération d'une usine de traitement d'eau potable et s'ils ne sont pas adéquatement détectés et pris en charge, la santé de la population desservie pourrait être affectée. Ce projet a pour but de déterminer les types d'événements de contamination qui présentent le plus grand risque pour une source d'eau potable et les actions pouvant être prises pour minimiser ce risque. Le projet se base sur un cas d'étude réel d'un canal d'amenée d'une usine d'eau potable située en milieu urbain.

Le choix des types d'événement de contamination se base sur des études préliminaires qui avaient identifié les fuites depuis le réseau d'égout, la remise en suspension de sédiments contaminés et le déversement accidentel de produits chimiques depuis le réseau routier et ferroviaire comme menaces potentielles. Dans le contexte de l'augmentation du transport de produits pétroliers, nous avons étudié plus en détail le cas d'un déversement d'hydrocarbures suivant un accident routier. Enfin, la possibilité d'un déversement intentionnel a été considérée.

L'évaluation des risques associés aux différents types d'événement a nécessité la définition de scénarios de déversement, l'établissement de concentrations seuils de contaminants au-delà desquelles l'usine d'eau potable serait affectée et le développement d'un modèle numérique de transport des contaminants. Le modèle développé a montré une bonne performance lorsque comparé à des modèles unidirectionnels et permet la prise en compte des nombreux processus de dispersion, d'advection, d'adsorption, de sédimentation, d'évaporation et de dissolution des contaminants.

Les résultats de simulations ont permis d'identifier les caractéristiques de déversements qui influencent leurs impacts sur la qualité de l'eau brute. Des déversements près de la prise d'eau dans des conditions de faible dispersion longitudinale entraînent des concentrations maximales élevées et donc des conséquences importantes. En contrepartie, des déversements plus éloignés avec une plus forte dispersion peuvent prolonger l'épisode de contamination et compromettre les activités de l'usine de traitement pendant plus longtemps. Parmi les différents scénarios de contamination

étudiés, un déversement d'essence accidentel apparaît comme le plus préoccupant. En effet, une quantité aussi faible que 30 l d'essence déversée jusqu'à 8km en amont pourrait porter la concentration de benzène dans l'eau brute au-delà du seuil de 0.5 µg/l. Pour un déversement important de 500 kg dans des conditions critiques, la concentration en benzène pourrait même demeurer au-dessus de ce seuil durant plus de 48 h.

Parmi les mesures de mitigation du risque envisagées, plusieurs de celles développées pour répondre aux déversements de pétrole lourd en mer sont peu appropriées pour une source d'eau potable dans un cours d'eau. Le fait que les contaminants dissous soient les plus problématiques nous amène à déconseiller l'utilisation d'agents dispersants. La modélisation de temps de dissolution assez courts de moins de 60 minutes indique également que la récupération *in situ* des hydrocarbures flottants serait peu efficace. D'autres mesures ont été proposées et évaluées pour réduire la vulnérabilité à des événements de contamination. Des simulations montrent que le suivi en continu de la qualité de l'eau brute par des capteurs pourrait permettre d'éviter qu'un déversement ne passe inaperçu et de réduire de 60% la durée pour laquelle l'opération de l'usine de traitement devrait être modifiée. L'aménagement d'une deuxième prise d'eau à 1 km en amont et l'utilisation coordonnée des deux prises d'eau pourrait quant-à-elle réduire de 60 % la probabilité de déversement associée aux accidents routiers et réduire de près de moitié la durée des impacts sur l'usine.

La méthode et le modèle numérique développés dans ce mémoire de même que certaines des conclusions peuvent être applicables à d'autres sources d'eau potable vulnérables aux événements de contamination.

ABSTRACT

Under the new Quebec regulations on source water protection, water quality and vulnerability of source waters must be evaluated. Events leading to toxic spills or the release of waste water containing pathogenic microorganisms may require real time changes to the operation of a drinking water treatment plant. If spill events are not adequately recognized, foreseen and reported, the health of the population served by the community water supply may be affected. This project aims to determine the types of contamination events that pose the greatest threats to a drinking water source, and the actions that can be taken to minimize the risk. The project is based on a real case study of a canal used to supply raw water to a drinking water plant located in an urban area.

Types of contamination events studied were based on preliminary studies that had identified the leakage from the sewer system, the re-suspension of contaminated sediments and chemical spills from the road and railroad transportation network as potential threats. In the context of the increased transportation of hydrocarbon products, we have studied in detail the case of a fuel spill following a road accident. Finally, the possibility of an intentional spill was considered.

The assessment of risks associated with different types of events required the definition of spill scenarios, establishment of contaminant concentration thresholds beyond which the operation of the drinking water treatment plant would be affected, and the development of a numerical model for contaminant transport. The model developed showed good performance when compared to one dimensional models and allowed the consideration of many processes, including advection, dispersion, adsorption, sedimentation, evaporation and dissolution of contaminants.

Simulation results have identified the characteristics of spills affecting their impacts on the quality of the raw water. Spill near the water intake in conditions of low longitudinal dispersion result in higher maximum concentrations and therefore more important consequences. In return, more distant spills with greater dispersion can prolong the duration of the contamination event and compromise the operation of the drinking water treatment plant for a longer period of time. Among the different contamination scenarios studied, accidental fuel spills appear to be of greatest concern with regards to their impact on plant operation. In fact, a fuel spill of as little as 30 litres up to 8km upstream could increase the concentration of benzene in raw water beyond the threshold of $0.5 \mu\text{g}/\text{l}$. For a large spill of 500 kg undercritical conditions, the concentration of benzene could remain above the threshold for more than 48 h.

Among the proposed risk mitigation measures, several designed for oil spills in marine environments are not suitable for drinking water sources in a river. The fact that dissolved contaminants are of greatest concern means that the use of dispersants is not recommended. Modeling of short dissolution times of less than 60 minutes also indicates⁵⁵ that *in situ* recovery of floating oil would be inefficient. Other measures were proposed and evaluated to reduce the vulnerability of the source water to contamination events. Simulations show that the continuous monitoring of raw water quality of by sensors could help avoid a situation where a spill goes unnoticed and could reduce the period of time that the operation of the drinking water treatment plant is affected by 60%. The installation of a second water intake 1 km upstream and the coordinated use of both water intakes could reduce by about 60% the probability of a spill resulting from road accidents reaching the intake and could reduce by almost half the duration of the impact on the plant.

The method and the numerical model developed in this paper as well as some of the findings may be applicable to other drinking water sources vulnerable to contamination events.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS	III
RÉSUMÉ.....	IV
ABSTRACT	VI
TABLE DES MATIÈRES	VIII
LISTE DES TABLEAUX.....	XVI
LISTE DES FIGURES	XVIII
LISTE DES VARIABLES, SIGLES ET ABRÉVIATIONS	XXI
LISTE DES ANNEXES	XXIV
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Mise en contexte.....	1
1.2 Objectifs	3
1.3 Hypothèses de recherche	5
1.4 Structure du mémoire	7
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE	8
2.1 Caractéristiques des déversements d'hydrocarbures	8
2.1.1 Probabilité de déversement	8
2.1.2 Composition et toxicité de l'essence	9
2.1.3 Détection des hydrocarbures dans l'eau	11
2.1.3.1 Nappes flottantes	11
2.1.3.2 Hydrocarbures dissous	11
2.1.3.3 Goût et odeur des hydrocarbures.....	12
2.2 Processus influant le devenir des contaminants	13
2.2.1 Dispersion en rivière	13

2.2.1.1 Diffusion moléculaire.....	14
2.2.1.2 Dispersion turbulente	14
2.2.1.3 Dispersion longitudinale par advection différentielle	16
2.2.1.4 Dispersion par les « zones mortes »	16
2.2.1.5 Dispersion par des courants secondaires	16
2.2.1.6 Résumé des processus de dispersion dominants	16
2.2.2 Détermination des coefficients de dispersion.....	17
2.2.2.1 Coefficients de dispersion longitudinale K_x	18
2.2.2.2 Coefficients de dispersion transversale K_y	23
2.2.2.3 Coefficient de dispersion verticale	25
2.2.3 Évaporation des hydrocarbures	26
2.2.4 Dissolution des hydrocarbures	26
2.2.5 Cinétiques d'adsorption et de désorption.....	27
2.2.6 Modélisation des bactéries indicatrices de contamination fécale.....	27
2.3 Outils de modélisation.....	28
2.3.1 Types de modèles de transport	28
2.3.2 Modèles numériques existants	29
2.3.3 Utilisation des modèles	30
2.3.3.1 Prévision en temps réel	30
2.3.3.2 Planification et protection des sources	30
CHAPITRE 3 DÉMARCHE GÉNÉRALE DU TRAVAIL EFFECTUÉ	32
3.1 Identification des menaces potentielles pour la prise d'eau: risques de contamination soudaine	32
3.2 Choix des contaminants d'intérêt et des seuils de concentration.....	32
3.3 Probabilité de contamination.....	32

3.4 Développement d'un modèle numérique	33
3.5 Campagne de mesure	33
3.6 Validation du modèle numérique (analyse de sensibilité et tests des sous-modules)	33
3.7 Simulations de différents scénarios de contamination	34
3.8 Qualification des conséquences associées aux scénarios	34
3.9 Évaluations de mesures de mitigations	34
CHAPITRE 4 MÉTHODOLOGIE	35
4.1 Scénarios retenus et exigences de modélisation	35
4.1.1 Scénario 1: Apport d'eaux usées depuis le réseau d'égout	35
4.1.1.1 Justification	36
4.1.1.2 Contaminants d'intérêt	37
4.1.1.3 Exigences de modélisation	37
4.1.2 Scénario 2: Glissement de terrain	37
4.1.2.1 Justification	37
4.1.2.2 Contaminants d'intérêt	38
4.1.2.3 Exigences de modélisation	38
4.1.3 Scénario 3: Déversement chimique suite à un accident routier	38
4.1.3.1 Justification	38
4.1.3.2 Contaminants d'intérêt	39
4.1.3.3 Exigences de modélisation	42
4.1.4 Scénario 4: Déversement chimique intentionnel	42
4.1.4.1 Justification	42
4.1.4.2 Contaminants d'intérêt	43
4.1.4.3 Exigences de modélisation	44

4.2 Campagne de mesures	44
4.2.1 Mesures de bathymétrie	44
4.2.2 Mesures de vitesse d'écoulement.....	44
4.3 Développement d'un modèle numérique de transport des contaminants	45
4.3.1 Choix du nombre de dimensions du modèle	46
4.3.2 Aspect hydraulique du modèle	47
4.3.3 Choix du type de modèle de transport (Lagrangien vs Eulérien).....	48
4.3.4 Module de dispersion	49
4.3.5 Dispersion transversale et verticale : marche aléatoire	50
4.3.5.1 Fonctions de probabilités possibles pour les longueurs de déplacements.....	50
4.3.6 Module de transport longitudinal	56
4.3.6.1 Advection longitudinale	57
4.3.6.2 Dispersion résultante par advection différentielle dans la direction x	57
4.3.7 Choix des coefficients de dispersion pour le canal à l'étude	59
4.3.7.1 Utilisation des coefficients de dispersion moyens sur la section	59
4.3.7.2 Ajustement des coefficients de dispersion au débit	60
4.3.8 Module de dégradation.....	60
4.3.9 Module d'adsorption et de désorption	61
4.3.10 Module de décantation	63
4.3.10.1 Particules naturellement présentes en suspension	64
4.3.10.2 Sédiments remis en suspension	69
4.3.11 Modélisation d'un contaminant flottant (essence).....	72
4.3.11.1 Transport sous la phase flottante et étalement de la nappe	73
4.3.11.2 Évaporation	76

4.3.11.3 Dissolution	79
4.4 Analyse de sensibilité.....	81
4.4.1 Précision numérique et temps de calcul	81
4.4.1.1 Pas de temps	81
4.4.1.2 Maillage pour calcul des concentrations	81
4.4.1.3 Nombre de particules lagrangiennes	82
4.4.2 Effet des paramètres d'entrée sur la dispersion	82
4.4.2.1 Coefficients de dispersion K_y et K_z	82
4.4.2.2 Influence du choix de section sur les concentrations calculées	84
4.4.2.3 Influence du point de déversement.....	84
4.4.2.4 Influence des plantes aquatiques sur les concentrations calculées.....	84
4.4.3 Effet des paramètres d'entrée sur l'évaporation et la dissolution du benzène	85
4.4.3.1 Température de l'eau	85
4.4.3.2 Masse totale d'essence déversée.....	85
4.4.3.3 Méthode de calcul simplifié pour déversement d'essence.....	86
4.4.3.4 Influence de la durée du déversement	86
4.5 Scénarios de contamination.....	88
4.5.1 Prise en compte des incertitudes et approche conservatrice	88
4.5.2 Approche conséquences=> scénarios	89
4.5.3 Scénario1: Apport d'eaux usées depuis le réseau d'égout	90
4.5.3.1 Hypothèses de modélisation.....	90
4.5.3.2 Concentration seuil.....	91
4.5.3.3 Simulations réalisées	91
4.5.4 Scénario 2: Remise en suspension de sédiments contaminés	92

4.5.4.1 Hypothèses de modélisation	92
4.5.4.2 Concentration seuil.....	93
4.5.4.3 Simulations réalisées	93
4.5.5 Scénario 3: Déversement chimique intentionnel.....	93
4.5.5.1 Hypothèses de modélisation	93
4.5.5.2 Concentration seuil.....	94
4.5.5.1 Simulations réalisées	96
4.5.6 Scénario 4: Déversement d'essence suite à un accident routier	96
4.5.6.1 Hypothèses de modélisation	96
4.5.6.2 Concentration seuil.....	97
4.5.6.3 Simulations réalisées	97
4.6 Mesures de mitigation potentielles.....	97
4.6.1 Méthode d'évaluation des conséquences	98
4.6.2 Utilisation d'agents dispersants	99
4.6.3 Récupération <i>in situ</i> des hydrocarbures	99
4.6.4 Utilisation d'un outil de modélisation pour prévoir les temps de parcours	99
4.6.4.1 Utilisation préventive d'un modèle de transport.....	99
4.6.4.1 Utilisation réactive d'un modèle de transport.....	101
4.6.5 Suivi en continu de la qualité de l'eau brute.....	101
4.6.6 Aménagement d'une nouvelle prise d'eau	102
4.6.6.1 Diminution de la probabilité d'un déversement atteignant la prise d'eau	103
4.6.6.2 Mouvement de l'eau en aval de la prise d'eau B.....	103
4.6.6.3 Diminution des conséquences d'un déversement atteignant la prise d'eau	104
CHAPITRE 5 RÉSULTATS ET DISCUSSION.....	106

5.1 Résultats de la campagne de mesure	106
5.1.1 Profils bathymétriques.....	106
5.1.2 Profils de vitesse.....	107
5.2 Résultats de l'analyse de sensibilité.....	110
5.2.1 Précision numérique et temps de calcul	110
5.2.1.1 Pas de temps.....	110
5.2.1.2 Maillage pour calcul des concentrations	110
5.2.1.3 Nombre de particules lagrangiennes	112
5.2.2 Effet des paramètres d'entrée sur la dispersion	112
5.2.2.1 Coefficients de dispersion K_y et K_z	112
5.2.2.2 Influence du choix de section sur les concentrations calculées	114
5.2.2.3 Influence des plantes aquatiques et du point de déversement sur les concentrations calculées	115
5.2.3 Effet des paramètres d'entrée sur l'évaporation et la dissolution du benzène	116
5.2.3.1 Température de l'eau	117
5.2.3.2 Masse totale d'essence déversée.....	118
5.2.3.3 Méthode de calcul simplifié pour déversement d'essence.....	118
5.2.3.4 Influence de la durée du déversement	119
5.3 Résultats et analyse des simulations de scénarios de contamination	122
5.3.1 Scénario1: Apport d'eaux usées depuis le réseau d'égout	122
5.3.2 Scénario 2: Remise en suspension de sédiments contaminés	125
5.3.3 Scénario 3: Déversement chimique intentionnel.....	126
5.3.4 Scénario 4: Déversement d'essence suite à un accident routier	127
5.4 Mesures de mitigation potentielles.....	128
5.4.1 Utilisation d'agents dispersants	128

5.4.2 Récupération <i>in situ</i> des hydrocarbures	129
5.4.3 Utilisation d'un outil de modélisation pour prévoir les temps de parcours	130
5.4.3.1 Utilisation préventive d'un modèle de transport.....	130
5.4.3.2 Utilisation réactive d'un modèle de transport.....	132
5.4.4 Suivi en continu de la qualité de l'eau brute.....	132
5.4.4.1 Positionnement et choix d'un capteur	133
5.4.5 Aménagement d'une nouvelle prise d'eau	135
5.4.5.1 Diminution de la probabilité d'un déversement atteignant la prise d'eau.....	135
5.4.5.2 Mouvement de l'eau en aval de la prise d'eau B.....	135
Diminution des conséquences d'un déversement atteignant la prise d'eau	137
CHAPITRE 6 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS	140
LISTE DES RÉFÉRENCES	145
ANNEXES	155

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1: Hypothèses de recherche	5
Tableau 2.1 : Composition des mélanges d'essence de différents fournisseurs	10
Tableau 2.2 : Normes et recommandations pour les constituants de l'essence	10
Tableau 2.3 : Processus de dispersion	17
Tableau 4.1 : Toxicités comparées des hydrocarbures aromatiques de l'essence	39
Tableau 4.2 : Seuils de perception olfactive comparés des hydrocarbures aromatiques de l'essence	40
Tableau 4.3 : Seuils de perception olfactive comparés des hydrocarbures aromatiques et des alcanes de l'essence	41
Tableau 4.4 : Mesures de turbidité aux usines de traitement	66
Tableau 4.5 : Concentration de MES simulées à l'état permanent	67
Tableau 4.6 : Teneur des sédiments en métaux et fractions dissoutes (Guérineau, 2013)	71
Tableau 4.7 : Plages de valeurs pour Ky et Kz	83
Tableau 4.8 : Classes de traitement	91
Tableau 4.9 : Seuils de concentration pour un déversement intentionnel	96
Tableau 4.10 : Mesures potentielles de mitigations	98
Tableau 4.11 : Procédure d'opération de l'usine en cas de déversement	100
Tableau 4.12 : Procédure d'opération de l'usine avec capteur à la prise d'eau	102
Tableau 4.13 : Procédure d'opération de l'usine avec présence d'une deuxième prise d'eau	104
Tableau 5.1 : Caractéristiques géométriques des sections investiguées	106
Tableau 5.2 : Validation des profils de vitesse par mesure des débits	109
Tableau 5.3 : Différentes estimations de K_x pour le canal étudié	113
Tableau 5.4 : Différentes estimations de K_y pour le canal et K_x correspondants	113

Tableau 5.5 : Quantités critiques de contaminants pour un déversement intentionnel	127
Tableau 5.6 : Combinaisons d'hypothèses pour T1 et T2	131

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1: Plan de localisation du canal et des prises d'eau.....	2
Figure 2.1 : Mécanisme de dispersion turbulente	15
Figure 2.2 : Méthode ANN : Adapté de Tayfur & Singh (2005).....	22
Figure 4.1: Représentation schématique du système à l'étude	35
Figure 4.2: Schéma illustrant un apport d'eaux usées depuis le réseau d'égout voisin	36
Figure 4.3: Schéma de localisation du collecteur 1	36
Figure 4.4: Schéma de localisation du collecteur 2.....	36
Figure 4.5: Schéma de localisation du tronçon autoroutier longeant le canal.....	39
Figure 4.6 : Schéma: architecture du code	46
Figure 4.7 : Schéma du modèle: dispersion et advection.....	50
Figure 4.8 : Simulation numérique: marche aléatoire y	55
Figure 4.9 : Simulation numérique: marche aléatoire z	56
Figure 4.10 : Évolution de la variance sur la position longitudinale des particules.....	58
Figure 4.11 : Relation entre le mélange transversal et longitudinal.....	58
Figure 4.12 : Cinétique de sorption/désorption.....	63
Figure 4.13 : Volume de contrôle pour vitesse de décantation	65
Figure 4.14 : Test numérique de décantation	67
Figure 4.15 : Nombre et surface des particules selon leur diamètre	70
Figure 4.16 : Distribution des vitesses de chute	71
Figure 4.17 : Dimensions d'une nappe flottante de forme elliptique	74
Figure 4.18 : Indépendance de la superficie face au nombre de particules.....	74
Figure 4.19 : Comparaison entre dispersion turbulente et étalement gravitaire.....	75
Figure 4.20 : Combinaison d'hypothèses et de paramètres d'entrée.....	89

Figure 4.21 : Conditions initiales d'un déversement intentionnel	94
Figure 4.22 : Schéma d'aménagement d'une nouvelle conduite.....	103
Figure 5.1 : Profil bathymétrique des sections investiguées	106
Figure 5.2 : Profil de vitesse: Section 1	107
Figure 5.3 : Profil de vitesse: Section 2	108
Figure 5.4 : Profil de vitesse: Section 1 avec plantes aquatiques.....	108
Figure 5.5 : Dispersion après 5000 s pour différents pas de temps de calcul	110
Figure 5.6 : Effet de la résolution du maillage	111
Figure 5.7 : Mélange à la prise d'eau.....	111
Figure 5.8 : Influence des coefficients de dispersion 2h après un déversement	114
Figure 5.9 : Influence du choix de section 2h après un déversement.....	115
Figure 5.10 : Influence des plantes aquatiques 6h après un déversement.....	116
Figure 5.11 : Répartition du benzène suite à un déversement d'essence.....	117
Figure 5.12 : Cinétique de dissolution du benzène selon la température	117
Figure 5.13 : Influence de la masse d'essence totale sur la dissolution.....	118
Figure 5.14 : Test de la méthode simplifiée pour déversement d'essence	119
Figure 5.15 : Durée maximale d'un déversement instantané.....	119
Figure 5.16 : Durée minimale d'un déversement continu infini	120
Figure 5.17 : Concentrations à $t=100000$ s pour diverses durées de déversement.....	121
Figure 5.18 : Hypothèse de modélisation selon la durée de déversement.....	122
Figure 5.19 : Volume d'eaux usées entraînant un dépassement des seuils de concentration d' <i>E. coli</i>	123
Figure 5.20 : Dépassement des seuils de concentration en pourcentage du débit des collecteurs	124

Figure 5.21 : Comparaison entre exfiltrations mesurées et débits entraînant des dépassements de seuils.....	125
Figure 5.22 : Volume critique d'une remise en suspension de sédiments	126
Figure 5.23 : Volume critique d'un déversement d'essence	128
Figure 5.24 : Temps d'arrivée du contaminant à la prise d'eau	130
Figure 5.25 : Durée de fermeture de l'usine sans mesure de mitigation.....	131
Figure 5.26 : Effet d'un capteur à la prise d'eau sur la durée de fermeture	133
Figure 5.27 : Profil de vitesse induit par le vent	136
Figure 5.28 : Durée de fermeture médiane pour 100 kg d'essence avec différentes longueurs de conduite	137
Figure 5.29 : Durée de fermeture maximale pour 100 kg d'essence avec différentes longueurs de conduite	137
Figure 5.30 : Durée de fermeture médiane pour 500kg d'essence avec différentes longueurs de conduite	138
Figure 5.31 : Durée de fermeture maximale pour 500kg d'essence avec différentes longueurs de conduite	138

LISTE DES VARIABLES, SIGLES ET ABRÉVIATIONS

A	[m ²]	aire mouillée de la section d'écoulement
A _{nappe}	[m ²]	surface de la nappe d'essence en contact avec l'air ou l'eau
BTEX		Benzène, Toluène, Éthylbenzène et Xylènes
C	[mg·l ⁻¹]	concentration du contaminant
CG		Chromatographie en phase Gazeuse
CICR		Comité International de la Croix-Rouge
d	[m]	diamètre d'une particule
D	[m ² ·s ⁻¹]	coefficient de diffusion moléculaire
E(L)	[m]	espérance mathématique sur la longueur d'un pas de déplacement
E _{masse}	[kg·m ⁻² ·s ⁻¹]	taux massique d'évaporation
F _{masse}	[kg/kg]	fraction massique
F _{mol}	[mol/mol]	fraction molaire
g	[m·s ⁻²]	accélération gravitationnelle
H	[m]	profondeur moyenne du cours d'eau
HAP		Hydrocarbures Aromatiques Polycycliques
K'	[adim.]	coefficient de dispersion normalisé
K	[m ² ·s ⁻¹]	coefficient de dispersion
k	[s ⁻¹]	constante cinétique de (dégradation, adsorption, évaporation, etc.)
K _{g-w}	[m·s ⁻¹]	coefficient de transfert de masse de l'essence vers l'eau
L	[m]	longueur d'un pas de déplacement
LD		Limite de Détection
M	[kg·mol ⁻¹]	masse molaire
Masse	[kg]	masse totale de (benzène, essence, eau, etc.)
MDDELCC		Ministère du Développement Durable, de l'Environnement et de la Lutte contre les Changements Climatiques (après 2005)

MDDEP	Ministère du Développement Durable, de l'Environnement et des Parcs (avant 2005)
MES	Matière Solide en Suspension
MPN	Most Probable Number (nombre le plus probable)
MSDS	Material Safety Data Sheet (fiche signalétique de produit)
NA	Non Applicable
ND	Non disponible
NOAEL	No Observed Adverse Effect Level (dose sans effet dommageable observable)
P	[m] périmètre mouillé de la section d'écoulement
$P_{g/w}$	[adim.] coefficient de partition essence-eau
Prob	[adim.] probabilité de (dégradation, évaporation, sorption, etc.)
PV	[Pa] pression de vapeur
q	[$g \cdot m^{-2} \cdot s^{-1}$] flux massique de soluté
Q	[$m^3 \cdot s^{-1}$] débit du cours d'eau
Rh	[m] rayon hydraulique de la section d'écoulement
RPEP	Règlement sur le Prélèvement des Eaux et leur Protection.
RQEP	Règlement sur la Qualité de l'Eau Potable
S	[adim.] pente de la ligne d'eau (et du fond en écoulement uniforme)
SIACMD	Système d'Information sur les Accidents Concernant les Matières Dangereuses
t	[s] temps
$t_{1/2}$	[s] temps de demi-vie
Tb	[UTN] turbidité de l'eau
U	[$m \cdot s^{-1}$] vitesse moyenne de l'écoulement
$U(0,1)$	[adim.] variable aléatoire de distribution uniforme entre 0 et 1
u^*	[$m \cdot s^{-1}$] vitesse de cisaillement
USEPA	United States Environment Protection Agency
USGS	United States Geological Survey

USNRC	United States National Research Council	
USNRT	United States National Response Team	
UTN	Unité de Turbidité Néphélométrique	
$V(L)$	$[m^2]$	variance sur la longueur d'un pas de déplacement
V_{chute}	$[m \cdot s^{-1}]$	vitesse de décantation des particules solides
Vol	$[m^3]$	volume
W	$[m]$	largeur à la surface libre du cours d'eau
x	$[m]$	position longitudinale
y	$[m]$	position transversale
z	$[m]$	position verticale
Δ	[adim.]	incrément de (temps, concentration, distance, etc.)
η	$[Pa \cdot s^{-1}]$	viscosité dynamique
ν	$[m^2 s^{-1}]$	viscosité cinématique
ρ	$[kg \cdot m^{-3}]$	masse volumique de (eau, hydrocarbure, solide, etc.)
σ	$[m]$	écart-type sur la position d'une particule

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE A – Code Matlab du programme de modélisation lagrangienne du transport des contaminants (configuré pour un déversement d'essence).....	155
ANNEXE B – Code Matlab du programme de calcul des concentrations dans un référentiel eulérien	161

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Mise en contexte

La qualité d'une source d'eau potable pour un réseau municipal se mesure évidemment à la qualité et la quantité de l'eau brute disponible. Les processus de traitement d'une usine d'eau potable sont conçus pour opérer dans une certaine gamme de qualité d'eau brute en vue d'atteindre un niveau de qualité visé à l'eau distribuée. Au Québec, c'est le *Règlement sur la qualité de l'eau potable* (MDDEP, 2010) qui spécifie les normes de qualité applicable à l'eau potable. C'est souvent lors d'événements de contamination non prévus détériorant la qualité de l'eau brute au-delà de la capacité de traitement que les conséquences sur la santé humaine peuvent être les plus graves. Le niveau de vulnérabilité des sources d'eau à des événements de contamination est donc un enjeu important de santé publique. Les causes et origines des épisodes de contaminations sont multiples (accident de transport, bris ou défaillance d'une infrastructure, événement météorologique extrême, etc.) et les contaminants peuvent être de nature biologique, chimique ou physique.

La tragédie de Walkerton a mis à l'avant-scène la question de la protection des sources en Amérique du Nord et à travers le monde. Le *Clean Water Act* ontarien (2006) et les règlements qui s'y rattachent accordent maintenant une grande importance à l'évaluation de la vulnérabilité et à la protection des sources d'eau potable comme l'une des « barrières multiples » devant assurer la qualité de l'eau distribuée. Le Québec s'est également doté d'une nouvelle réglementation avec l'adoption du *Règlement sur le prélèvement des eaux et leur protection* ou RPEP (MDDELCC, 2014). Ce règlement stipule l'obligation pour les municipalités d'évaluer la vulnérabilité de leurs prises d'eau en suivant la procédure décrite dans le *Guide de réalisation des analyses de la vulnérabilité des sources destinée à l'alimentation en eau potable* (MDDELCC, 2015). Plus récemment, les déversements de Longueuil, West Virginia, Mégantic, et de la rivière Kalamazoo ont porté l'attention sur les risques que les déversements chimiques notamment d'hydrocarbures posent pour les sources d'eau potable. L'augmentation des quantités d'hydrocarbures transportés sur le territoire québécois inquiète (Trépanier et al., 2015) et plus d'information est demandée sur la façon dont de tels déversements pourraient affecter les sources d'eau potable municipales et les moyens d'y remédier (Ville de Montréal, 2013).

Ce mémoire de maîtrise s'inscrit dans ce contexte puisqu'on y développe des outils permettant de mieux évaluer les conséquences pour une prise d'eau d'éventuels événements de contamination ponctuels dans un cours d'eau. Ces outils sont appliqués au cas d'étude réel d'un canal acheminant l'eau jusqu'à une prise d'eau municipale. Le canal, d'une longueur de 8km est situé en milieu urbain et approvisionne deux usines de traitement d'eau potable. L'une des usines est située près de l'embouchure amont du canal alors que l'autre est près de son extrémité aval tel qu'illustré sur le schéma de localisation ci-dessous. C'est la deuxième usine (aval), pour laquelle une contamination le long du canal représente un plus grand risque, qui présente le plus d'intérêt pour cette étude.

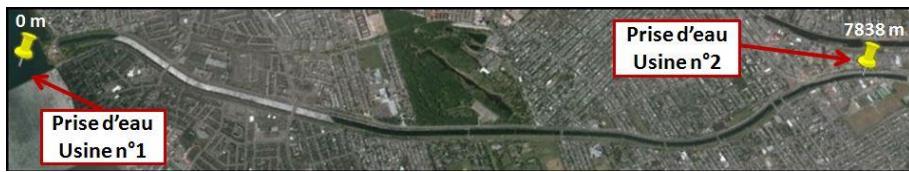


Figure 1.1: Plan de localisation du canal et des prises d'eau

Des travaux précédents ont déjà porté sur l'identification des risques de contamination pour le canal étudié. Un rapport de Mongelard et Prévost (2009) fait l'évaluation des risques d'un déversement chimique dans l'eau du canal et un mémoire (Guérineau, 2013) se penche plus spécifiquement sur les exfiltrations d'égout et les sédiments contaminés. Les principaux risques identifiés dans ces études sont:

- i) Le déversement de contaminants suite à un accident sur le réseau routier ou autoroutier longeant le canal.
- ii) L'affaissement d'un collecteur d'égout longeant la rive nord du canal
- iii) La remise en suspension de sédiments contaminés par des métaux.

Vu la proximité du réseau routier, un accident pourrait entraîner le déversement pratiquement direct d'un contaminant dans le canal. Plusieurs contaminants potentiels sont transportés par voie routière, mais ce sont les hydrocarbures comme l'essence qui occupent la plus grande place parmi les matières dangereuses transportées. La toxicité de certains composés de l'essence de même que la capacité limitée à détecter et traiter ces contaminants à l'usine d'eau potable font d'un déversement d'hydrocarbure un risque préoccupant.

Le mémoire de Guérineau (2013) démontre l'existence d'un lien hydraulique entre le réseau d'égout et le canal par le suivi des concentrations de traceurs pharmaceutiques et d'*Escherichia coli* (*E.*

coli). Même si les volumes d'eaux usées atteignant le canal sont présentement faibles, une défaillance d'un collecteur d'égout pourrait entraîner une quantité suffisamment importante d'eaux usées pour compromettre les activités de l'usine de traitement.

Les sédiments du canal présentent de fortes concentrations en métaux. Une importante remise en suspension de ces sédiments par un affaissement de berge ou la chute d'un véhicule dans le canal pourrait entraîner la solubilisation de ces métaux. Le niveau de contamination et les conditions de solubilisation ont été étudiés par Guérineau (2013) qui a identifié des seuils de turbidité qui aideraient la prise de décision à l'usine concernant les métaux.

Une évaluation plus poussée de ces risques de contamination doit permettre d'identifier quelle quantité de contaminants déversés compromettrait les activités de l'usine de traitement. Cette information permettra de mieux planifier les mesures de protection de la source d'eau potable et de mieux coordonner les opérations d'urgence en cas de déversement. Le fait que plusieurs des scénarios de contamination impliquent des déversements brusques et ponctuels à différentes distances en amont de la prise d'eau exige que le transport et la dilution des contaminants dans le canal soient pris en compte. La méthode adoptée dans ce travail inclut donc l'élaboration et l'utilisation d'un modèle de transport des contaminants. Au-delà du cas d'étude spécifique, le modèle développé et la méthode pour présenter les résultats sous une forme facilitant la prise de décision peuvent constituer des avancées dans le domaine de l'application de modèles de transport aux activités de protection des sources d'eau potable.

1.2 Objectifs

Objectif général: Étudier la vulnérabilité d'une usine de production d'eau potable à des incidents de contamination ponctuels survenant dans un canal d'aménée en milieu urbain.

Sous forme de question: Quels sont les incidents de contamination susceptibles de compromettre l'approvisionnement en eau de qualité pour l'usine de traitement?

L'atteinte de cet objectif global dépend de plusieurs étapes ou objectifs spécifiques.

1. Identifier les contaminants les plus préoccupants sur la base de leur toxicité et de la probabilité d'un déversement.

2. Développer des outils d'aide à la prise de décision illustrant quel type de déversement (substance, quantité, position) nécessite l'application de mesures spéciales par les opérateurs de l'usine.
3. Évaluer de possibles mesures de mitigation du risque et formuler des recommandations à la municipalité opérant l'usine de traitement.
4. Développer un outil numérique permettant de modéliser les mécanismes de transport des contaminants dans un cours d'eau.

1.3 Hypothèses de recherche

Certains des objectifs spécifiques sont assortis d'hypothèses de recherche. La vérification de ces hypothèses doit aider à la réalisation de l'objectif global consistant à évaluer des scénarios de contamination afin d'identifier les principales menaces pour la source d'eau potable d'une communauté et les mesures de protection les plus adéquates.

Tableau 1.1: Hypothèses de recherche

Objectifs spécifiques	Hypothèses de recherche	Originalité	Réfutabilité
1) Identifier les contaminants les plus préoccupants sur la base de leur impact sur le fonctionnement de l'usine d'eau potable et de la probabilité d'un déversement.	a) Certains événements de contamination constituent un risque significatif pour l'usine de traitement étudiée et pourraient entraîner une interruption de service.	L'étude de scénarios de déversement part le plus souvent d'une quantité donnée de contaminants et en évalue les conséquences. En renversant cette approche, on permet de mieux qualifier le risque associé à des scénarios pour lesquels la quantité déversée est variable.	L'hypothèse sera réfutée si la concentration seuil au-delà de laquelle l'usine doit interrompre sa production n'est atteinte que suite à un déversement d'une quantité irréaliste ou jugée peu plausible.
	b) Les hydrocarbures transportés par voie routière sont les contaminants les plus préoccupants pour le cas d'étude considéré.	En général, les usines de traitement d'eau potable sont conçues pour la désinfection et non le traitement d'hydrocarbures. Cependant, les risques microbiologiques sont généralement plus élevés. Il n'y a pas d'étude de comparaison entre les deux types de déversement dans la littérature.	Cette hypothèse sera réfutée si certains autres contaminants considérés (eaux usées ou sédiments contaminés) présentent des conséquences plus élevées à la prise d'eau pour des quantités réalistes déversées.

Tableau 1.1: Hypothèses de recherche (suite)

2) Évaluer de possibles mesures de mitigation du risque et formuler des recommandations à la municipalité opérant l'usine de traitement.	c) Des mesures de remédiation <i>in situ</i> peuvent permettre de réduire les conséquences d'un déversement d'essence.	L'utilisation d'agents dispersants, de barrières absorbantes et le pompage sont bien documentés pour les hydrocarbures lourds en milieu marin, mais beaucoup moins pour l'essence dans des cours d'eau.	L'hypothèse sera réfutée si les simulations réalisées ne permettent pas de conclure à une diminution significative des concentrations d'essence à la prise d'eau potable lorsque des mesures de remédiation <i>in situ</i> sont employées.
	d) L'utilisation d'une sonde mesurant la concentration d'hydrocarbure à la prise d'eau permet de réduire la durée d'interruption de service en cas d'événement de contamination.	Les technologies permettant de détecter en continu des concentrations normées d'hydrocarbures font leur apparition et aucune étude ne s'est attardée à quantifier l'impact de ces systèmes de suivi sur la base de résultats de simulations.	L'hypothèse sera réfutée si l'intensité et la durée des conséquences simulées pour l'usine de traitement restent sensiblement les mêmes avec ou sans sonde d'hydrocarbure à la prise d'eau.
3) Développer un outil numérique permettant de modéliser les mécanismes de transport de contaminant dans un cours d'eau.	e) Le modèle numérique 3D développé offre une précision supérieure aux modèles unidimensionnels pour guider les mesures de préventions et mesures d'urgence liées à un déversement de contaminant.	Les modèles disponibles pour être utilisés en temps réels en cas de déversement sont à ce jour des modèles simples unidimensionnels. La simplicité du cas d'étude devrait cependant permettre d'utiliser un modèle 3D plus précis sans trop alourdir les calculs.	Cette hypothèse sera réfutée si la précision globale du modèle est inférieure à celle de modèles unidimensionnels plus simples ou si les temps de calcul et les données disponibles rendent impraticable son utilisation en temps réel suite à un déversement.

L'originalité de la démarche tient également à :

- La nature du modèle numérique développé qui intègre des mesures du profil de vitesses réelles du cours d'eau plutôt que des résultats de simulations hydrauliques.
- La nouveauté dans le cadre réglementaire québécois de l'évaluation des risques associés aux activités anthropiques dans les aires de protection des prélèvements d'eau potable (MDDELCC, 2015).

1.4 Structure du mémoire

Ce mémoire est divisé en quatre chapitres détaillant l'ensemble des activités de recherche menées dans le cadre de ce projet. Les chapitres suivent un ordre logique correspondant essentiellement à l'ordre chronologique dans lequel les activités ont été réalisées. Le Chapitre 2 est une revue de littérature permettant de mieux cerner les enjeux liés à la protection des sources et aux déversements d'hydrocarbures et de se familiariser avec les méthodes de modélisation qui pourraient servir d'outils pour tester les hypothèses. Le Chapitre 3 présente quant à lui les liens logiques qui lient les différentes activités de recherche dans la poursuite des objectifs identifiés. Le Chapitre 4 (méthodologie) présente la sélection des menaces de contamination les plus préoccupantes à étudier (4.1) la méthodologie des prises de mesures effectuées sur le terrain (4.1.4) ainsi que les étapes du développement d'un modèle numérique de transport des contaminants en cours d'eau (4.3). Le Chapitre 5 intitulé « Résultats et discussion » inclut les résultats de campagnes de mesure (5.1) et une analyse de sensibilité du modèle développé (5.2). Suivent les résultats des simulations réalisées pour les différents scénarios de contamination (4.5) et l'évaluation de certaines mesures de mitigations (5.4). Enfin, nous terminerons avec un résumé des principales conclusions de l'ensemble du mémoire et un retour sur les hypothèses de recherche. Quelques recommandations sont également formulées à l'intention des opérateurs de prises d'eau potable similaires à celle ici étudiée.

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

La présente étude porte sur l'analyse des risques engendrés par des événements de contamination dans les sources d'eau potable et plus particulièrement par les déversements d'hydrocarbures. La revue de littérature s'ouvre donc sur la section 2.1 qui présente les travaux de recherche réalisés sur les caractéristiques propres aux déversements d'hydrocarbures. L'évaluation des conséquences d'un déversement passe par la modélisation de leur transport et de leurs devenir dans la source d'eau potable, la section 2.2 fait le point sur l'état des connaissances relatives aux différents processus influant le sort des contaminants en cours d'eau. Enfin comme l'une des étapes importantes du travail de recherche effectué consiste à développer un modèle numérique de simulation de déversement, il importe de recenser les différents outils de modélisation existants (section 2.3), leurs forces et leurs limites pour mieux s'en inspirer et s'y comparer.

2.1 Caractéristiques des déversements d'hydrocarbures

2.1.1 Probabilité de déversement

La probabilité qu'un événement de contamination survienne joue un rôle important dans la priorisation des menaces qui doivent être traitées. Dans le cas d'un type de déversement très fréquent dans une région où un historique des déversements passés est disponible, il est possible d'utiliser la méthode développée par Cao et al. (2013) pour l'analyse fréquentielle des déversements de benzène dans une source d'eau.

Lorsque de telles informations ne sont pas disponibles, il peut être utile d'étudier les facteurs qui sont précurseurs d'événements de contamination. Pour le cas des déversements d'hydrocarbures, la quantité de produits pétroliers transportés et entreposés est un bon indicateur de risque. Au Québec, un rapport (Trépanier et al., 2015) a été préparé qui étudie les tendances relatives au transport de matières dangereuses par voie terrestre. En 2012 aux États-Unis (U.S. Census Bureau, 2015), les liquides inflammables représentaient 85% des matières dangereuses transportées. Plus de la moitié de ces liquides inflammables étaient de l'essence. Les liquides inflammables sont aussi les matières dangereuses les plus impliquées dans les accidents routiers à hauteur de 35.6% au Québec tel que recensé par le SIACMD (Marcellis-Warin et al., 2008). La figure est encore plus éloquente si l'on considère que les réservoirs d'essence de tous les véhicules automobiles présentent eux aussi un risque de déversement. Plus spécifique au canal à l'étude, un rapport (Mongelard & Prévost, 2009)

identifie également les infrastructures de transport les plus proches et recense les accidents routiers qui s'y sont produits.

2.1.2 Composition et toxicité de l'essence

L'essence est un mélange de plusieurs hydrocarbures. Bien que l'on suspecte des effets cumulés de l'exposition aux différents composés, les études toxicologiques ont principalement été effectuées sur les substances isolées (Thibault et al., 2015). Les principaux constituants des mélanges d'essence sont les alcanes (hydrocarbures saturés), les hydrocarbures aromatiques (structure cyclique) et les composés oxygénés comme l'éthanol. Les compositions d'essence varient selon les régions, les producteurs, et les saisons. Pour éviter cette variabilité, certains auteurs, dont Kreamer & Stetzenbach (1990), ont établi des mélanges d'essence standardisés à des fins de recherche scientifique.

Les alcanes forment la majeure fraction de l'essence, mais sont également les composés les moins toxiques. Les composés aromatiques monocycliques souvent désignés par l'acronyme BTEX (Benzène, Toluène, Éthylbenzène et Xylènes) et sont les plus toxiques (Reese & Kimbrough, 1993). Les BTEX ne représentent que 2% du pétrole brut (American Petroleum Institute, 2011), mais sont ajoutés en quantités importantes dans l'essence pour leurs propriétés antidétonantes. L'intoxication aiguë aux BTEX a un effet dépresseur sur le système nerveux central et l'exposition chronique au benzène est associée à un risque accru de cancer (Santé Canada, 2009). L'exposition via l'eau potable est généralement considérée marginale comparée à l'exposition par inhalation (Kindzierski & Jackson, 1998). L'éthanol est maintenant incorporé dans certains mélanges d'essence à raison de 10%, 15% et même 85% et présente une toxicité modérée. L'exposition par l'eau potable est cependant très inférieure à celle résultant de la consommation de boissons alcoolisées.

Les informations des fiches signalétiques de plusieurs fournisseurs d'essence en Amérique du Nord ont été compilées au Tableau 2.1 pour dresser un portrait réaliste des différentes compositions possibles. Les alcanes comme le pentane, l'hexane et l'heptane ne sont souvent pas mentionnés dans les fiches signalétiques, parce que moins réglementés, et n'apparaissent donc pas au Tableau 2.1.

Tableau 2.1 : Composition des mélanges d'essence de différents fournisseurs

Pays du fournisseur	États-Unis				Canada		
Mélanges d'essence	(Valero, 2012)	(Chevron and Texaco, 2015)	(Shell, 2011)	(Marathon, 2015)	(Petro-Canada, 2015)	(Ultramar (Valero), 2014)	(Esso (Imperial Oil), 2015)
Unités	% non spécifié	% volume	% non spécifié	% poids	% non spécifié	% non spécifié	% poids
Benzène	4.9	4.9	4	3.5	1.5	1.5	1.5
Toluène	30	35	25	15	40	30	20
Éthylbenzène	5	3	3	2	nd*	5	3.5
Xylène	25	15	25	10	nd	nd	20
Éthanol	10	10	nd	nd	0.3	10	1

*nd: information non disponible

Parmi les substances du Tableau 2.1, seul le benzène est couvert par le RQEP (MDDEP, 2010). Santé Canada propose quant à lui des objectifs de qualité basés sur la toxicité chronique et d'autres, basées sur les critères esthétiques (goût et odeur) pour le benzène, le toluène, l'éthylbenzène et les xylènes (Santé Canada, 2009; Santé Canada, 2014). Aux États-Unis la USEPA (2009) présente également des concentrations maximales acceptables dans l'eau potable pour ces contaminants. Le Tableau 2.2 résume les concentrations maximales proposées par les différentes agences de réglementation.

Tableau 2.2 : Normes et recommandations pour les constituants de l'essence

Substance	Source	C. seuil ($\mu\text{g}\cdot\text{l}^{-1}$)	Critère
Benzène	RQEP	0.5	Santé
	Santé Canada	5	Santé
	USEPA	5	Santé
Toluène	Santé Canada	60	Santé
	Santé Canada	24	goût et odeur
	USEPA	1000	Santé
Xylène	Santé Canada	90	Santé
	Santé Canada	20	goût et odeur
	USEPA	10000	Santé

Tableau 2.2 : Normes et recommandations pour les constituants de l'essence (suite)

Éthylbenzène	Santé Canada	140	Santé
	Santé Canada	1.6	goût et odeur
	USEPA	700	Santé

2.1.3 Détection des hydrocarbures dans l'eau

La détection des hydrocarbures dans l'eau est souvent essentielle pour guider la prise de décision en cas de déversement et cette discipline a gagné en intérêt notamment depuis le déversement historique de la plateforme Deepwater Horizon (Leifer et al., 2012). Plusieurs types de technologies existent permettant de détecter les hydrocarbures dans l'eau sous diverses formes et en diverses quantités.

2.1.3.1 Nappes flottantes

Historiquement et encore aujourd'hui, les nappes d'hydrocarbures sont souvent observées à l'œil nu (Fingas & Brown, 1997). Au fur et à mesure qu'elle s'étale, une nappe de pétrole passe d'une couleur terne là où elle est plus épaisse à un aspect iridescent dans une gamme d'épaisseur allant de 300 à 1000 nm puis devient argentée là où le film est encore plus mince (USEPA, 1972). Plusieurs capteurs passifs et actifs ont été développés dont les capteurs infrarouges, ultraviolets, radar, fluorocapteurs à laser et d'autres encore (Fingas & Brown, 1997). Ces technologies peuvent être aéroportées et sont utilisées lors de déversements en mer. Malgré certains essais prometteurs (El-Magd et al., 2014), les systèmes aéroportés sont difficilement utilisables dans des cours d'eau plus étroits comme le cas à l'étude. Les capteurs à inflexion de laser ont récemment été étudiés comme outil potentiel de surveillance en continu permettant de déclencher une alerte lors d'un déversement en eau douce (Yin et al., 2012). Un tel capteur pourrait par exemple être installé sous un pont dans le cas du canal à l'étude.

2.1.3.2 Hydrocarbures dissous

Certains hydrocarbures dissous ayant un effet toxique sur la santé humaine, leur détection est essentielle pour assurer le respect de normes de qualité pour l'eau potable. La méthode de référence pour la mesure des concentrations d'hydrocarbures est la purge de l'eau contaminée par un gaz inerte suivie de chromatographie en phase gazeuse (CG). La CG permet d'identifier séparément

chaque espèce d'hydrocarbure et d'en mesurer la concentration à des précisions de l'ordre de $0.1\mu\text{g/l}$ (USEPA, 2013). Les chromatographes sont cependant des appareils coûteux et ne pouvant souvent pas être utilisé *in situ*. Des échantillons doivent donc être prélevés puis analysés en laboratoire.

Les fluorimètres immergés constituent une autre classe d'appareils basés sur la détection des signaux lumineux émis par les molécules d'hydrocarbures, lorsqu'excitées. Les limites de détection ne sont pas aussi basses que pour la CG et les hydrocarbures spécifiques sont plus difficiles à distinguer, mais un système de suivi en continu basé sur la concentration totale en hydrocarbures peut être envisagé (Lambert et al., 2003).

Une autre technologie utilise la capacité de certains polymères solides à absorber les hydrocarbures aromatiques (BTEX). Si ce polymère est utilisé comme matériau de gaine d'une fibre optique, la conductivité lumineuse de la fibre est modifiée et peut être mesurée par spectrométrie (McCue et al., 2006). Une nouvelle génération de senseurs a été développée qui exploite ce principe (Erickson & Lear, 2014).

Enfin, certains appareils de mesure communément appelés « nez électroniques » identifient les composés organiques volatils sous forme gazeuse par une série de capteurs réagissant à différentes propriétés des VOC et un logiciel d'intelligence artificielle permettant de reconnaître la signature de chaque substance (Ameer & Adelaju, 2005). Ces appareils fonctionnent en phase gazeuse, mais peuvent servir à mesurer les hydrocarbures dissous dans l'eau à condition d'utiliser un dispositif permettant le dégazage des VOC. Bien que moins précis que les chromatographes, ces appareils peuvent détecter certains hydrocarbures aromatiques à des concentrations de quelques ppb et offrent surtout l'avantage de pouvoir être utilisés en continu et connectés à un système d'alerte.

2.1.3.3 Goût et odeur des hydrocarbures

Les hydrocarbures présentent une odeur caractéristique et détectable même lorsque présents en faible concentration dans l'eau. La détection par l'odorat humain peut représenter une barrière de protection pour la population et est également un enjeu très important d'opinion publique en cas de déversement (McGuire et al., 2014). Les limites de détection des odeurs sont établies sur la base d'expériences impliquant un panel de sujets humains et les valeurs rapportées présentent une certaine variabilité selon les individus. Des limites de détection dans l'air ont été publiées pour la plupart des hydrocarbures présents dans l'essence (Nagata & Takeuchi, 2003). Le toluène, l'éthylbenzène et les xylènes présents dans l'essence ont également fait l'objet de test de détection

dans l'eau (Alexander et al., 1982). Ces seuils de détection dans l'eau sont actuellement les limites recommandées par Santé Canada (2014) puisqu'ils sont plus sévères que les concentrations maximales établies selon des critères de santé.

Les seuils de détection des hydrocarbures dans l'eau par l'odorat et le goût demeurent cependant beaucoup moins bien couverts dans la littérature que les seuils de détection des vapeurs d'hydrocarbures. Cela est d'autant plus vrai pour des substances dont la toxicité orale est moindre comme les alcanes pour lesquels nous n'avons pas pu trouver les concentrations seuils de détection dans l'eau. Pourtant, les alcanes compris dans l'essence sont de masse volumique plus faible que les hydrocarbures aromatiques et ont donc tendance à s'évaporer plus facilement. De plus, ils représentent une forte proportion du mélange liquide. Ces deux facteurs combinés font qu'ils représentent jusqu'à 90% des vapeurs d'essence (Reese & Kimbrough, 1993). Cette lacune dans les connaissances scientifiques représente un obstacle pour évaluer l'efficacité de l'odorat humain comme barrière de protection en dernier recours. Cependant, il y a un lien entre les seuils de détection des vapeurs et les concentrations qui seraient présentes dans l'eau selon la loi de Henry. Les implications et les limites de cette approche sont examinées dans la présente étude.

2.2 Processus influant le devenir des contaminants

Plusieurs processus influant le devenir des contaminants dans un cours d'eau ont été recensés dans la littérature scientifique. La dispersion affecte tous les contaminants. Certains contaminants chimiques réactifs subissent également de la dégradation alors que plusieurs microorganismes pathogènes d'origine fécale sont sujets à plusieurs pressions environnementales (prédatation, etc.) menant à un taux de mortalité dans les milieux naturels.

2.2.1 Dispersion en rivière

La compréhension des mécanismes d'advection et de dispersion est essentielle pour évaluer le risque que représente un déversement pour une prise d'eau parfois située plusieurs kilomètres en aval. Plusieurs auteurs ont étudié le phénomène de la dispersion dans les cours d'eau et les livres de Fischer (1979), Rutherford (1994) ou Chanson (2004a) offrent une bonne vue d'ensemble. Les principaux mécanismes influençant la dispersion dans les trois directions longitudinales (x) transversale (y) et verticale (z) du cours d'eau sont présentés dans cette section.

2.2.1.1 Diffusion moléculaire

La diffusion moléculaire est le processus par lequel les molécules d'un contaminant dissous tendent à migrer des zones de forte concentration vers les zones de faible concentration sous l'effet du mouvement brownien et de diverses forces intermoléculaires. La diffusion moléculaire est décrite par l'équation différentielle (eq.2.1) appelée loi de Fick. Cette diffusion s'effectue simultanément dans toutes les directions.

$$q = -D_{\text{diffusion}} \cdot \frac{\partial C}{\partial x} \quad (\text{eq.2.1})$$

avec

q [$\text{g} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{s}^{-1}$] le flux massique de soluté

D [$\text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$] le coefficient de diffusion moléculaire

dC/dx [$\text{g} \cdot \text{m}^{-4}$] le gradient de concentration

En pratique, les coefficients de diffusion moléculaire sont très faibles et le phénomène de la diffusion moléculaire est négligeable en regard des autres processus prenant place dans un écoulement turbulent. La diffusion moléculaire n'est donc pas prise en compte dans la plupart des modèles.

2.2.1.2 Dispersion turbulente

La vitesse d'écoulement n'étant pas uniforme à travers la section d'un cours d'eau, des contraintes de cisaillement s'établissent entre les tubes de courant adjacents de vitesses différentes. Par équilibre, ces contraintes de cisaillement entraînent à leur tour des contraintes dans la direction perpendiculaire aux lignes de courant tel qu'illustré à la Figure 2.1. Lorsque les gradients de vitesse sont suffisamment prononcés, l'écoulement devient turbulent.

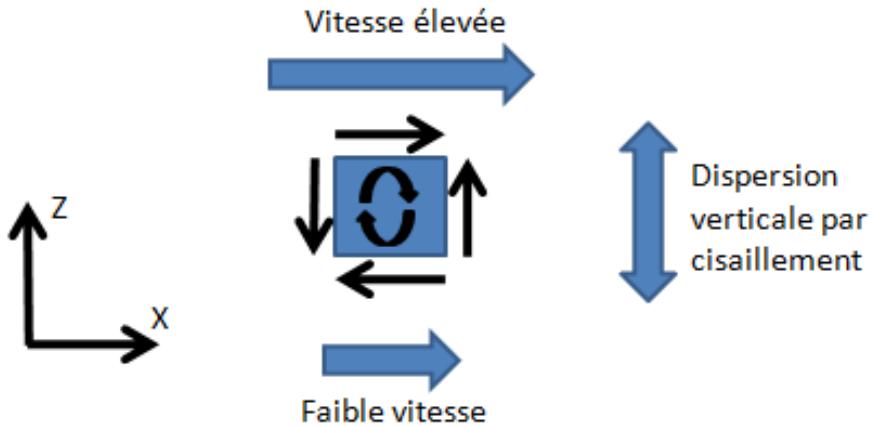


Figure 2.1 : Mécanisme de dispersion turbulente

Un écoulement turbulent se caractérise par des variations temporelles et spatiales aléatoires de ses caractéristiques. Ainsi, en un point donné, même si la vitesse et l'orientation moyennes de l'écoulement restent les mêmes, les vitesses et orientations instantanées peuvent fluctuer. Dans ce contexte, deux particules initialement voisines peuvent emprunter des trajectoires différentes et on observe qu'après un temps suffisamment long, le mouvement d'une particule n'est plus corrélé avec sa position initiale. Dans la pratique, il est impossible de prévoir toutes les variations turbulentes du courant et on utilise donc une formulation analogue à la loi de Fick (eq.2.2) pour décrire la dispersion turbulente.

$$q = -D_{\text{turbulent}} \cdot \frac{\partial C}{\partial x} \quad (\text{eq.2.2})$$

La seule différence avec l'équation de la diffusion moléculaire est le coefficient de diffusion qui est remplacé par un coefficient de dispersion turbulente effective typiquement beaucoup plus grand que le coefficient de diffusion moléculaire. Cette dispersion turbulente est observable dans les trois directions x, y et z, mais est particulièrement importante dans le plan x-z puisque le gradient vertical de vitesse est plus prononcé que le gradient transversal. En effet, la vitesse est nulle au fond et aux berges alors qu'elle est maximale au centre à la surface et les cours d'eau naturels sont beaucoup plus larges que profonds.

2.2.1.3 Dispersion longitudinale par advection différentielle

Taylor (1953) fut le premier à observer le phénomène de dispersion par advection différentielle pour un écoulement laminaire dans un tuyau. Le fait que les particules se déplacent plus rapidement au centre du tuyau que celles situées près de la paroi entraîne la dispersion longitudinale d'un soluté. Le même principe a été étendu aux écoulements à surface libre par Elder (1959). Il est largement admis que la dispersion par advection différentielle est le processus dominant dans la direction longitudinale.

2.2.1.4 Dispersion par les « zones mortes »

La dispersion par l'effet des zones mortes est une extension du principe d'advection différentielle. Dans plusieurs cours d'eau naturels, il se forme des zones de recirculation ou des zones où la vitesse d'écoulement est très faible. Certaines sont grandes, telles une baie fermée ou une zone de végétation submergée alors que d'autres zones sont plus petites comme un contre-courant derrière une pierre. Tout contaminant entrant dans ces zones voit alors sa progression ralentie par rapport au reste du nuage de contaminant. Là où l'effet des « zones mortes » est important, la dispersion longitudinale est accentuée et on observe une « queue » de contaminant s'étirant loin derrière le point de concentration maximale (Fischer et al., 1979).

2.2.1.5 Dispersion par des courants secondaires

Bien que l'écoulement s'effectue principalement dans la direction longitudinale, des courants secondaires transversaux et verticaux peuvent venir participer au processus de dispersion. Ce phénomène a d'abord été étudié dans les cours d'eau sinuieux (Fisher, 1969) où la force centrifuge entraîne une recirculation importante à travers la section d'écoulement. D'autres auteurs (Nezu, et al., 1993) ont ensuite démontré que même dans les cours d'eau droits, les irrégularités dans les profils des berges et du fond entraînent des courants secondaires importants. Deng et al. (2001) avancent que les courants secondaires seraient plus important que les turbulences dues à la friction du fond dans la direction transversale, mais moins importante dans la direction verticale.

2.2.1.6 Résumé des processus de dispersion dominants

Le Tableau 2.3 résume les processus de dispersion à l'œuvre dans les trois directions et les classe par ordre d'importance sur la base des travaux revus dans la section 2.2. Dans la pratique, il est

cependant difficile de mesurer et de modéliser indépendamment la dispersion relevant de chaque phénomène. La plupart des études portant sur la détermination empirique des coefficients de dispersion regroupent donc sous une même variable le coefficient de dispersion résultant des processus de mélange par diffusion, turbulence et courants secondaires. Dans le présent document, cette notation sera également adoptée.

$$D_{\text{dif.moléculaire}} + D_{\text{turbulence}} + D_{\text{courants sec.}} = K_{\text{dispersion}} \quad (\text{eq.2.3})$$

Tableau 2.3 : Processus de dispersion

Directions	Comparaison qualitative des processus de dispersion				
Longitudinale X	Diffusion moléculaire	<<	Turbulences	<	Advection différentielle et zones mortes
Transversale Y	Diffusion moléculaire	<<	Turbulences	<	Courants transversaux secondaires
Verticale Z	Diffusion moléculaire	<<	Courants verticaux secondaires	<	Turbulences

2.2.2 Détermination des coefficients de dispersion

Les modèles de dispersion comme celui développé dans la présente étude utilisent des coefficients de dispersion comme paramètres d'entrée. La plupart des modèles sont équivalents dans leur traitement de l'advection et de la dispersion si bien que la précision des résultats dépend plus souvent de la qualité des coefficients de dispersion entrés que du choix du modèle. Bien qu'il soit généralement préférable d'effectuer le calage de ces paramètres par des essais de traceur, de tels essais sont coûteux et complexes à réaliser. Pour des cours utilisés comme source d'eau potable comme c'est le cas dans la présente étude, il peut également être injustifiable d'altérer la qualité de l'eau pour la durée du test. Enfin, il n'existe à ce jour pas de développement analytique satisfaisant permettant de prédire les coefficients de dispersion. On a donc souvent recours à des méthodes empiriques d'estimations des coefficients de dispersion basées sur des caractéristiques facilement mesurables des cours d'eau (profondeur, largeur, débit, etc.).

Bien que le modèle développé utilise seulement les coefficients de dispersion K_y et K_z , il est utile de recenser également les méthodes de prédiction de K_x à titre de comparatif puisque le modèle numérique doit à terme permettre aussi de simuler la dispersion longitudinale. La revue se limitera

aux formules empiriques pouvant être appliquées à un canal semblable à celui à l'étude soit un cours d'eau droit et non revêtu où l'écoulement est uniforme et turbulent.

Il est généralement accepté que les coefficients de dispersion varient entre autres de façon proportionnelle à la profondeur moyenne de l'écoulement et à la vitesse de cisaillement. Comme les coefficients de dispersion s'expriment en unité longueur au carré par unité de temps, la division par la profondeur et la vitesse de cisaillement permet d'obtenir un coefficient de dispersion normalisé ou adimensionnel. Pour éviter la confusion, nous emploierons dans ce texte le terme normalisé puisque les formules empiriques proposées par certains auteurs ne respectent pas les principes de l'analyse dimensionnelle et conduisent à un coefficient normalisé qui n'est pas adimensionnel.

$$K' = K_{\text{normalisé}} = \frac{K}{H \cdot u^*}$$

Où $u^* = \sqrt{g \cdot Rh \cdot S}$ (eq.2.4)

avec

H [m] la profondeur moyenne du cours d'eau

u^* [$\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$] la vitesse de cisaillement

g [$\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$] l'accélération gravitationnelle

Rh [m] le rayon hydraulique de la section d'écoulement

S [adimensionnel] la pente de la ligne d'eau (et du fond en écoulement uniforme)

2.2.2.1 Coefficients de dispersion longitudinale K_x

Une des premières formules empiriques a été proposée par Elder (1959) pour prédire le coefficient de dispersion longitudinal dans le cas d'un cours d'eau infiniment large où seule la variation verticale des vitesses entraîne la dispersion. Cette méthode s'appuie sur le développement analytique de Geoffrey Taylor (1953) permettant de calculer la dispersion par advection différentielle et est validée par des essais en laboratoires.

$$K_x = 5.93 \cdot H \cdot u^*$$

$$K'_x = 5.93$$

(eq.2.5)

Des études subséquentes ont montré que l'équation (eq.2.5) sous-estimait généralement K_x lorsqu'appliquée à des cours d'eau réels puisqu'elle ne tient pas compte de la largeur du cours d'eau et que les variations transversales de vitesse jouent également un rôle important dans la dispersion longitudinale.

Fisher (1975) a repris le développement de Taylor, en y incluant une estimation de la variation transversale des vitesses et en s'appuyant sur des mesures à plus grande échelle dans des cours d'eau.

$$K'_x = 0.011 \cdot U^2 \cdot W^2 \quad (\text{eq.2.6})$$

avec

U [$\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$] la vitesse moyenne de l'écoulement

W [m] la largeur à la surface libre du cours d'eau

Cette formule a été largement utilisée et a longtemps constitué une référence en la matière. Cependant, l'équation empirique ne respecte pas les principes de l'analyse dimensionnelle ce qui soulève des doutes sur le sens physique qu'on peut lui attribuer.

Liu (1977) a introduit un facteur correcteur pour l'équation de Fisher qui devient alors:

$$K'_x = 0.18 \cdot \left(\frac{u^*}{U}\right)^{1.5} \cdot U^2 \cdot W^2 \quad (\text{eq.2.7})$$

Même si elle a produit de meilleurs résultats que la formule de Fisher pour les séries de mesures qui ont conduit à son développement, l'équation (eq.2.7) pose encore un problème du point de vue dimensionnel et ne peut donc pas prétendre décrire les phénomènes physiques réels à l'origine de la dispersion.

Une autre formule empirique est proposée par Seo & Cheong (1998). L'équation (eq.2.8) respecte quant à elle les dimensions du coefficient de dispersion et tient compte du ratio largeur/profondeur. Les coefficients sont ajustés par régression sur des résultats d'essais au traceur pour obtenir la formulation suivante :

$$K'_x = 5.915 \cdot \left(\frac{U}{u^*}\right)^{1.428} \cdot \left(\frac{W}{H}\right)^{0.62} \quad (\text{eq.2.8})$$

Deng et al. (2001) ont utilisé un développement principalement analytique basé sur l'intégrale triple utilisée par Fisher pour proposer une nouvelle méthode de prédiction de K_x' . Ils y incluent cette fois-ci le profil de vitesse obtenu pour une section à la géométrie stable.

$$K'_x = \frac{0.15}{8K'_y} \cdot \left(\frac{U}{u^*}\right)^2 \cdot \left(\frac{W}{H}\right)^{5/3} \quad (\text{eq.2.9})$$

Même si basée sur un développement analytique, l'équation (eq.2.9) fait intervenir le coefficient de dispersion normalisé K_y' qui, en pratique, est déterminé par des formules empirique. De plus, de l'aveu même des auteurs, il n'est pas possible de tenir analytiquement compte des courants secondaires et des zones d'écoulement nul près des berges. Un coefficient de 15, déterminé expérimentalement par Fisher (1967), a donc été ajouté pour tenir compte de la rugosité des berges et du fond. Le développement analytique permet cependant de confirmer la pertinence d'utiliser les deux ratios adimensionnels U/u^* et W/H . L'équation (eq.2.9) respecte également l'hypothèse formulée par Fisher (1969) et confirmée empiriquement par Gharbi & Verette (2010) selon laquelle les coefficients de dispersion longitudinale et transversale sont inversement proportionnels.

Kashefipour & Falconer (2002) reprennent l'exercice de régressions multiples sur les caractéristiques hydrauliques de l'écoulement en utilisant un grand nombre de mesures en rivières. Ils obtiennent cette fois-ci une formule adimensionnelle exempte du paramètre W/H .

$$K'_x = 10.612 \cdot \left(\frac{U}{u^*}\right) \quad (\text{eq.2.10})$$

Constatant que leur équation sous-estime légèrement K_x' et que l'équation de Seo & Cheong (1998) a plutôt tendance à le surestimer, ils proposent l'équation (eq.2.11) qui consiste en une combinaison linéaire des équations (eq.2.8) et (eq.2.10).

$$K'_x = \left[7.428 + 1.775 \cdot \left(\frac{u^*}{U}\right)^{0.572} \cdot \left(\frac{W}{H}\right)^{0.62} \right] \cdot \left(\frac{U}{u^*}\right)^2 \quad (\text{eq.2.11})$$

Bien que cette équation conduise à des erreurs plus faibles et mieux centrées pour les jeux de données considérés par les auteurs, il apparaît difficile de justifier son exactitude d'un point de vue physique. En effet, l'équation fait intervenir les ratios u^*/U et U/u^* ce qui suggère que le coefficient de dispersion est à la fois proportionnel et inversement proportionnel à la vitesse moyenne d'écoulement et à la vitesse de cisaillement. Ce fait invite à la prudence lorsque vient le temps

d'appliquer cette formule pour prédire K_x pour un nouveau cours d'eau dont les caractéristiques diffèrent de celles de l'échantillon utilisé par Kashefpour & Falconer (2002)

Carr & Rehmann (2005) ont proposé une méthode pour estimer K_x en s'appuyant sur la mesure des vitesses à travers la section à l'aide d'un profileur à effet doppler. Ils utilisent pour ce faire l'intégrale de Taylor (1953) décrivant le mécanisme de dispersion par advection différentielle. Ils résolvent ensuite numériquement cette intégrale avec les vitesses réelles mesurées. Cette méthode peut permettre un gain de précision sur l'estimation de K_x , mais il faut au préalable obtenir une bonne estimation de K_y .

Zeng & Huai (2014) ont également proposé une formule empirique pour prédire K_x . Dans le développement de cette formule, ils ont remis en question l'utilité du rapport de proportionnalité ($K_x \propto H \cdot u^*$). Ils ont trouvé que le rapport de proportionnalité de K_x avec le terme $H \cdot U$ était plus fort qu'avec $H \cdot u^*$. Par un processus d'analyse dimensionnelle et de régressions multiples, ils en sont arrivés à la formule empirique suivante.

$$K_x = 5.4 \cdot \left(\frac{W}{H}\right)^{0.7} \cdot \left(\frac{U}{u^*}\right)^{0.13} \cdot H \cdot U \quad (\text{eq.2.12})$$

À des fins de comparaison avec les autres formules, nous exprimons également leur résultat sous la forme du coefficient de dispersion normalisé même si ces auteurs remettent justement son utilité en question.

$$K'_x = 5.4 \cdot \left(\frac{W}{H}\right)^{0.7} \cdot \left(\frac{U}{u^*}\right)^{1.13} \quad (\text{eq.2.13})$$

Malgré une approche des auteurs qui se voulait différente, on constate que l'équation (eq.2.13) ressemble beaucoup à l'équation (eq.2.8) de Seo & Cheong (1998). Les légères différences dans les coefficients s'expliquent probablement par le choix différent des 116 séries de données d'essais au traceur sur lesquels les régressions ont été effectuées.

Devant la difficulté d'utiliser les méthodes de régression traditionnelles pour établir une équation empirique décrivant un phénomène fortement non linéaire, certains auteurs se sont penchés sur l'utilisation de techniques d'intelligence artificielle comme les réseaux neuronaux artificiels (anglais: ANN) pour prédire les coefficients de dispersion. Torpak (2013) ainsi que Tayfur & Singh (2005) ont publié des articles dans lesquels ils effectuent une comparaison entre les méthodes de

type ANN appliquées à la détermination des coefficients de dispersion longitudinaux et les formules empiriques traditionnelles. Ces auteurs en viennent à la conclusion que les algorithmes de type ANN sont à ce jour les méthodes les plus performantes pour prédire K_x . Bien que peu de recherche ait été faite à ce sujet, on peut supposer que ces méthodes sont également appropriées pour prédire K_y et K_z .

Sans faire une revue exhaustive des algorithmes de type ANN utilisés, la Figure 2.2 schématise leur fonctionnement. Ces algorithmes font intervenir un ou plusieurs niveaux de nœuds intermédiaires entre les paramètres d'entrée (les caractéristiques hydrauliques du cours d'eau) et le résultat final (le coefficient de dispersion). Pour chaque paramètre d'entrée, il y a un facteur de pondération qui doit être calé et chaque nœud opère une fonction de transformation pour devenir à son tour un paramètre d'entrée.

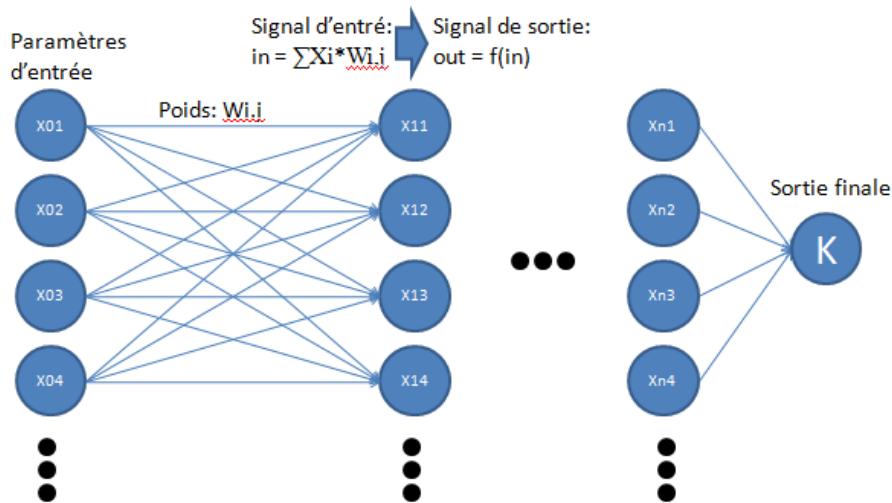


Figure 2.2 : Méthode ANN : Adapté de Tayfur & Singh (2005)

Ces modèles sont souvent qualifiés de « boîte noire » puisqu'il peut devenir très difficile, voir impossible, de comprendre l'effet de chaque paramètre d'entrée sur le résultat final. Le résultat final n'est évidemment pas exprimé dans les unités physiques habituelles d'un coefficient de dispersion.

Shahidi & Taghipour (2012) ont développé une méthode d'estimation de K_x en appliquant un algorithme de classification-régression connu sous le nom de « logistic model tree ». Ce type de méthode combine les outils traditionnels de régression linéaire et la fragmentation du problème en plusieurs sous-problèmes pour en arriver à différentes formules empiriques dépendamment des

caractéristiques hydrauliques du cours d'eau. Ainsi, en partant de 149 jeux de données les auteurs proposent un modèle simple à deux équations pour déterminer K_x .

Pour $W/H \leq 30.6$

$$K'_x = 15.49 \cdot \left(\frac{W}{H}\right)^{0.78} \cdot \left(\frac{U}{u^*}\right)^{0.11}$$

Pour $W/H > 30.6$

$$K'_x = 15.49 \cdot \left(\frac{W}{H}\right)^{0.61} \cdot \left(\frac{U}{u^*}\right)^{0.85} \quad (\text{eq.2.14})$$

Selon les auteurs, cette méthode dépasse en précisions les autres équations empiriques et présente l'avantage sur les méthodes de réseaux neuronaux de conserver des équations auxquelles on peut donner un sens physique. La méthode n'a à notre connaissance pas été appliquée à la détermination de K_y et K_z .

2.2.2.2 Coefficients de dispersion transversale K_y

Fisher (1979) a proposé une valeur unique pour le coefficient transversal normalisé. Cette valeur est basée sur des mesures au traceur dans des cours d'eau.

$$K'_y = 0.15 \quad (\text{eq.2.15})$$

On reproche généralement à l'équation (eq.2.15) de ne pas tenir implicitement compte de la largeur du cours d'eau alors que les gradients transversaux de vitesse peuvent justement contribuer au mélange transversal.

En utilisant d'autres séries de mesures, Rutherford (1994) a plutôt proposé une plage de valeurs possibles pour le coefficient de dispersion transversale dans un canal droit. Les valeurs s'étendent selon lui de 0.15 pour cours d'eau aux parois plutôt lisses à 0.30 lorsque les berges et le fond sont plus accidentés.

$$0.15 < K'_y < 0.30 \quad (\text{eq.2.16})$$

Deng et al. (2001) ont repris les données utilisées par Rutherford (1994) en excluant une valeur extrême jugée erronée. Ils parviennent cette fois-ci à l'équation (eq.2.17).

$$D'_{\text{turbulent},y} = 0.1226 \times \left(\frac{W}{H}\right)^{0.0566}$$

Approximé par

$$D'_{\text{turbulent},y} = 0.145 \quad (\text{eq.2.17})$$

Soutenant que cette estimation ne tient pas compte des courants transversaux secondaires également présents dans les cours d'eau droits, les auteurs décident d'y ajouter un terme de dispersion transversale développé par Smeithlov (1990) pour obtenir un coefficient global de dispersion transversale.

$$K'_y = 0.145 + \frac{1}{3520} \cdot \frac{U}{u^*} \cdot \left(\frac{W}{H}\right)^{0.138} \quad (\text{eq.2.18})$$

À ce point cependant, la méthodologie employée devient nébuleuse puisque les auteurs omettent de justifier en quoi leur traitement des données de Rutherford permet d'isoler la part du mélange transversal attribuable à la dispersion turbulente et la part attribuable aux courants secondaires ni en quoi la méthodologie de Smeithlov (1990) permet de mesurer uniquement la part attribuable aux courants secondaires. En effet, en l'absence d'autres informations, il faut considérer que toutes les études empiriques sur la détermination du coefficient de dispersion transversale tiennent implicitement compte de tous les processus à l'œuvre puisque les mesures sont effectuées sur la dispersion d'un traceur entre deux stations. Le résultat de l'équation (eq.2.17) peut dès lors être considéré comme un coefficient global de dispersion transversale sur l'ensemble de la section et on obtient donc:

$$K'_y = 0.1226 \cdot \left(\frac{B}{H}\right)^{0.0566} \quad (\text{eq.2.19})$$

Jeon et al. (2007) ont également développé une équation empirique qui tient cette fois compte de la sinuosité du cours d'eau. En prenant une sinuosité égale à 1 (cours d'eau droit), on obtient l'équation (eq.2.20).

$$K'_y = 0.02991 \cdot \left(\frac{U}{u^*}\right)^{0.463} \cdot \left(\frac{W}{H}\right)^{0.299} \quad (\text{eq.2.20})$$

L'équation (eq.2.20) a été obtenue à partir d'un nombre assez restreint de mesures expérimentales. Seulement 16 jeux de données ont été utilisés pour dériver l'équation et 16 autres pour la tester contre 138 jeux de données utilisés dans l'étude de Rutherford. De plus, l'objectif de leur étude étant de prendre en compte l'effet de la sinuosité, les cours d'eau droits ne représentent qu'une fraction de ces 16 jeux de données utilisés. L'équation apparaît donc moins appropriée pour prédire K_y' dans un cours d'eau droit.

Constatant que plus de données d'essai au traceur étaient disponibles pour la dispersion longitudinale que pour la direction transversale, Gharbi & Verette (2010) ont élaboré la formule (eq.2.21) permettant d'estimer K_y à partir de K_x et d'autres caractéristiques du cours d'eau.

$$K_y = 0.0035 \cdot \left[\left(\frac{Q}{H} \right)^{1.75} \cdot \left(\frac{W}{H} \right)^{0.25} \cdot \frac{1}{0.75 \cdot K_x} \right] + 0.0005$$

$$K_y' = \left\{ 0.0035 \cdot \left[\left(\frac{Q}{H} \right)^{1.75} \cdot \left(\frac{W}{H} \right)^{0.25} \cdot \frac{1}{0.75 \cdot K_x} \right] + 0.0005 \right\} \cdot \frac{1}{u^* \cdot H} \quad (\text{eq.2.21})$$

avec

Q [$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$] le débit du cours d'eau

Lorsque K_x n'a pas été préalablement mesuré, l'équation (eq.2.21) est cependant peu utile. Il serait bien sûr possible d'en obtenir une estimation à l'aide d'une des formules empiriques présentées à la section 2.2.2.1 pour enfin estimer K_y . Ce choix serait cependant peu judicieux dans la mesure où les formules empiriques pour déterminer K_x sont généralement moins précises que celles pour déterminer directement K_y et K_z tel que cela est discuté à la section 5.2.2.1.

2.2.2.3 Coefficient de dispersion verticale

La méthode pour déterminer le coefficient de dispersion dans la direction verticale bénéficie d'un consensus assez large dans la communauté scientifique. La dispersion verticale est dominée par les turbulences engendrées par les contraintes de cisaillement du fond. Elder (1959) a proposé l'équation (eq.2.22) en se basant sur l'hypothèse d'un profil logarithmique des vitesses d'écoulement et sur des essais en laboratoires.

$$K_z' = 0.067 \quad (\text{eq.2.22})$$

Dans les cours d'eau beaucoup plus larges que profonds, la dispersion verticale n'a que peu d'incidence sur la dispersion longitudinale résultante (Fischer et al., 1979). Il n'y a donc pas besoin d'une estimation plus précise de Kz.

2.2.3 Évaporation des hydrocarbures

Compte tenu de son rôle majeur dans le devenir environnemental des hydrocarbures, plusieurs auteurs se sont intéressés au processus d'évaporation. Une revue de plusieurs de ces travaux est présentée par Fingas (1995). Parmi les premiers travaux d'importance figurent ceux de Mackay & Matsugu (1973) où une analogie est établie entre l'évaporation des hydrocarbures et celles de l'eau dépendant de la dimension de la nappe d'hydrocarbure, de la vitesse du vent et de la viscosité. D'autres travaux ont porté sur l'évaporation du pétrole brut où la subdivision du mélange initial en plusieurs composés ou pseudo-composés selon les courbes de distillation a permis de mieux modéliser les pertes par évaporation (Payne et al., 1983). Les travaux de Stiver & Mackay (1984) ont marqué une avancée importante en ce qu'ils proposent une théorie convaincante et au principe physique facilement compréhensible basée sur un flux molaire directement proportionnel à un taux de transfert de masse, à la surface de contact et à la pression de vapeur de la substance. Fingas (1999) a par la suite avancé que l'évaporation des mélanges d'hydrocarbures (surtout les plus lourds, mais également l'essence) n'est pas contrôlée par la surface de contact et peut donc être modélisée uniquement en fonction de la température. Se basant sur le même modèle théorique que ses travaux de 1984, Mackay & Wesenbeeck (2014) ont publié des taux de transfert de masse pour plusieurs hydrocarbures, dont le benzène.

Plusieurs travaux ont donc porté sur l'évaporation de substances pures ou les pertes globales par évaporation des mélanges d'hydrocarbures. Cependant peu se sont attardés à l'évaporation d'une substance particulière à l'intérieur d'un mélange. Cette question est d'intérêt dans la question de la protection des sources d'eau potable pour suivre le devenir d'un constituant particulièrement毒ique (ex.: le benzène) à l'intérieur d'un mélange (ex.: l'essence).

2.2.4 Dissolution des hydrocarbures

La dissolution des hydrocarbures depuis une nappe flottante vers la colonne d'eau est également un processus important à modéliser. Même si les quantités d'hydrocarbures dissous sont généralement plus faibles que les quantités d'hydrocarbures évaporés, c'est la fraction dissoute qui affecte la

qualité de l'eau potable. Le phénomène de dissolution a souvent été étudié à l'état statique et des constantes d'équilibre ont été mesurées et modélisées pour le système essence-eau dans un contexte d'eaux souterraines (Bruce et al., 1991; Lekmine et al., 2014). Dans le cas d'une nappe d'hydrocarbures flottant à la surface d'un cours d'eau, le temps de contact est cependant plus court et il n'est pas certain qu'un équilibre soit atteint. C'est donc la vitesse à laquelle les contaminants passent de la phase flottante vers la solution aqueuse qui doit être modélisée. La modélisation des constantes cinétiques de transfert de masse a été étudiée par Cohen et al. (1980) et le cas particulier des BTEX a été modélisé par Njobuenwu et al. (2005). Les principaux constats sont que le taux de dissolution est proportionnel à la surface de contact, à solubilité maximale dans l'eau et au coefficient de diffusion moléculaire du soluté dans l'eau. Les BTEX et parmi eux le benzène sont les composés de l'essence qui se dissolvent le plus rapidement dans l'eau. Ces modèles se limitent cependant à des substances pures et ne considèrent donc que la résistance à la dissolution dans la phase aqueuse. Des essais cinétiques de dissolution du benzène et du toluène depuis l'essence vers l'eau ont également été réalisés par Ghoshal et al. (2004) qui tiennent cette fois compte de la résistance à l'intérieur du mélange d'hydrocarbure et à l'interface.

2.2.5 Cinétiques d'adsorption et de désorption

La littérature consultée fournit peu de renseignements sur les cinétiques d'adsorption. Bien que des protocoles pour la mesure des cinétiques d'adsorption et de désorption aient été développés pour l'optimisation de différents procédés industriels (Somasundaran, 2006), ces concepts sont peu utilisés dans la modélisation environnementale des contaminants. Nous n'avons ainsi pas pu obtenir de coefficient de cinétique d'adsorption pour un contaminant comme le benzène s'adsorbant aux sédiments d'un cours d'eau. De la même façon peu d'information était disponible sur la cinétique de désorption des métaux contenus dans des sédiments contaminés lorsque ceux-ci sont remis en suspension.

2.2.6 Modélisation des bactéries indicatrices de contamination fécale

Puisqu'il serait très complexe de modéliser le sort de tous les microorganismes pathogènes, la plupart des auteurs se contentent plutôt de modéliser le devenir de certaines bactéries associées à la contamination fécale. Une revue extensive de la littérature concernant la modélisation de ces bactéries indicatrices a été réalisée par de Brauwere et al. (2014). Dans le cas pratique étudié, *E.*

coli s'impose comme l'indicateur par excellence puisqu'il est utilisé pour l'évaluation de la qualité de l'eau brute dans la réglementation québécoise en matière d'eau potable (MDDEP, 2010).

La charge des eaux usées en *E. coli* varie selon les systèmes et d'un événement à l'autre selon le facteur de dilution par les eaux pluviales. Marsalek & Rochfort (2004) situent la charge d'*E. coli* lors d'événement de précipitation dans la fourchette de 10^5 à 10^7 organismes/100ml. La modélisation de plusieurs mécanismes influençant le sort des *E. coli* dépend de leur fraction d'attachement aux matières solides (de Brauwere et al. 2014). Des auteurs ont situé cette fraction d'attachement dans les eaux de surface à 30–55% (Characklis et al., 2005; Garcia-Armisen & Servais, 2009). La mortalité est souvent modélisée par une unique constante cinétique de premier ordre. Cette constante peut être fonction de la température et des constantes différentes peuvent être utilisées selon que les microorganismes sont attachés à des matières solides ou non (de Brauwere et al., 2014).

2.3 Outils de modélisation

2.3.1 Types de modèles de transport

Plusieurs approches existent pour modéliser la dispersion dans un cours d'eau. Ces modèles peuvent être analytiques, numériques et eulériens, numériques et lagrangiens ou même empiriques.

Les modèles analytiques sont ceux qui déduisent par des relations mathématiques directes la concentration des contaminants en fonction de la distance du point de déversement et du temps écoulé. L'hypothèse d'une dispersion Fickienne (équation (eq.2.2)) est généralement à la base de leur développement. Des exemples de l'application de certaines fonctions analytiques sont notamment présentés dans le livre de Chanson (2004a). Des solutions analytiques n'existent cependant pas pour tous les problèmes réels et, même en utilisant des stratégies de superposition pour les conditions initiales et des conditions aux frontières, certains cas plus complexes comme des cours d'eau où l'écoulement n'est pas uniforme et permanent sont impossibles à traiter avec ces modèles.

Les modèles numériques de type eulérien utilisent une stratégie de découpage de l'espace solution en un maillage de plusieurs petits volumes finis et de plusieurs courts pas de temps. L'équation (eq.2.2) est alors appliquée aux flux de contaminant entre chaque élément du maillage et à chaque pas de temps. Cette stratégie demande évidemment beaucoup plus de temps de calcul et donc

l'utilisation de moyens informatiques. Plusieurs schémas de différences finies ont été développés pour résoudre l'équation d'advection-dispersion tout en optimisant les temps de calcul et en réduisant les problèmes associés aux critères de convergence et à la dispersion numérique (Hundsdorfer & Verwer, 2013). Ce type de modèle permet de traiter des problèmes beaucoup plus complexes où l'écoulement est non uniforme ou non permanent.

Les modèles numériques lagrangiens simulent quant à eux le sort de chaque particule de contaminant séparément. Comme il est impensable de modéliser le sort de chaque molécule, un certain nombre de particules est choisi pour représenter l'ensemble de la quantité déversée. Ces modèles utilisent des algorithmes de marche aléatoire exécutés par ordinateur pour simuler la dispersion et les concentrations de contaminants sont calculées par décompte des particules représentatives. Les modèles numériques lagrangiens permettent de résoudre les mêmes types de problèmes complexes que les modèles eulériens et le choix de l'un ou l'autre dépend de considérations sur le temps de calcul, les critères de convergence et de précision numérique.

Certains modèles, que nous qualifierons d'empiriques, ne sont pas fondés sur l'hypothèse d'une diffusion Fickienne. Ces modèles proposent des relations directes entre les caractéristiques hydrauliques des cours d'eau (débit, profondeur, largeur, etc.) et les résultats recherchés (temps de parcours du front de contaminant, concentration du pic de contaminant, etc.). Les relations empiriques sont établies sur la base d'essais au traceur ou d'événements de contamination passés mesurés. Les travaux de Jobson (1996) constituent un bon exemple de ce type de modèle.

2.3.2 Modèles numériques existants

De nombreux modèles numériques ont été développés permettant de simuler les principaux mécanismes de transport des contaminants dissous. Les principaux modèles en utilisation en Amérique du Nord ont été revus par (Ambrose et al., 2009). Quelques modèles de différents types applicables à un cours d'eau sont ici présentés en exemple:

- Le BLTM est un modèle lagrangien unidimensionnel développé par le U.S. Geological Survey (Jobson, 1987),
- HEC-RAS est un modèle de simulation hydraulique unidirectionnel eulérien qui intègre également un module d'advection-dispersion des contaminants. Ce modèle est développé par le U.S. Army Corps of Engineers (Brunner, 2001),

- CE-QUAL-W2 est un modèle de transport eulérien en deux dimensions qui prend en charge autant les calculs hydrodynamiques que les calculs liés à la qualité de l'eau par la modélisation de nombreux processus environnementaux. Ce modèle est développé par le U.S. Army Corps of Engineers (Cole & Wells, 2006),
- WASP est un modèle de transport eulérien tridimensionnel incorporant plusieurs sous-modules pour les processus propres à différents contaminants. Il peut également être couplé à un modèle hydrodynamique. Ce modèle est développé par la USEPA (Wool et al., 2006).

Certains modèles sont maintenant spécifiquement conçus pour simuler le transport des hydrocarbures sous forme de nappe flottante. Ces modèles utilisent souvent un référentiel lagrangien comme c'est le cas pour le modèle conçu pour le fleuve St-Laurent par le CNRC (Sayed et al. 2008). Certains modèles lagrangiens de transport d'hydrocarbures exploitent également les avantages d'un maillage eulérien pour le calcul des concentrations dissoutes tel le modèle développé par Goeury et al. (2014).

2.3.3 Utilisation des modèles

2.3.3.1 Prévision en temps réel

Un objectif souvent affiché des modèles de dispersion de contaminants est de pouvoir rapidement fournir des informations pour la prise de décision en cas de déversement. Les exemples d'utilisation réussie de modèles en temps réel sont cependant rares compte tenu du défi que représente la collecte des informations en temps réel. Lors du déversement survenu en Virginie Occidentale, le modèle unidimensionnel ICWater (Samuels et al., 2015) spécialement conçu pour la simulation en temps réel a été utilisé pour prévoir l'arrivée du contaminant aux prises d'eau des municipalités en aval. Le manque d'information sur les conditions initiales (débit de fuite du réservoir) a rendu les résultats imprécis et la simulation peu optimisée a pris un temps considérable (Springer et al., 2014). Le même événement a pu être simulé de façon beaucoup plus précise et rapide avec le même modèle, mais quelque temps après les événements (Bahadur & Samuels, 2014).

2.3.3.2 Planification et protection des sources

Le domaine de la protection des sources d'eau potable peut bénéficier grandement de l'apport de modèles numériques pour simuler le transport et le devenir des contaminants. Le guide québécois

de réalisation des analyses de vulnérabilité (MDDELCC, 2015) n'exige pas la prise en compte de l'hydrodynamique particulière de chaque cours d'eau, mais permet de réduire d'un niveau l'évaluation qualitative du niveau de risque si une analyse d'expert démontre que le contaminant n'atteindrait vraisemblablement pas la prise d'eau. L'adoption du *Clean Water Act* ontarien et les exigences techniques qu'il implique ont beaucoup répandu l'utilisation des modèles hydrodynamiques dans l'analyse de vulnérabilité des eaux de surface notamment pour la délimitation des zones de protection (Trent, 2014; Northern Bruce Peninsula, 2011). D'autres municipalités (Toronto Water, 2012) sont allées jusqu'à effectuer des simulations pour des scénarios de contamination précis comme le bris d'un réservoir de carburant ou d'une conduite d'égout.

CHAPITRE 3 DÉMARCHE GÉNÉRALE DU TRAVAIL EFFECTUÉ

Ce chapitre présente un aperçu de la démarche de l'ensemble des travaux effectués dans le cadre de ce projet de maîtrise. Elle doit permettre d'établir un lien logique entre les différentes étapes menant à l'atteinte des objectifs du projet.

3.1 Identification des menaces potentielles pour la prise d'eau: risques de contamination soudaine

La première étape du travail a consisté à identifier les menaces potentielles de contamination affectant l'usine d'eau potable. Une revue des travaux passés réalisés sur ce même canal et la consultation du personnel de l'usine ont permis d'identifier quatre menaces pour la qualité de l'eau brute. La première menace identifiée est un apport important d'eaux usées suite à une défaillance du réseau d'égout voisin. La deuxième est la remise en suspension de sédiments contaminés suite à un glissement des berges. La troisième est le déversement d'un hydrocarbure comme l'essence suite à un accident sur le réseau routier voisin. En quatrième lieu, la possibilité d'un déversement intentionnel est également étudiée.

3.2 Choix des contaminants d'intérêt et des seuils de concentration

Pour chaque scénario de contamination retenu, un ou plusieurs contaminants d'intérêt sont sélectionnés. Le choix des contaminants se fait principalement en fonction de leur toxicité et de leur traitabilité et sert à justifier l'étude de certains scénarios à la section 4.1. Dans cette étude, la toxicité est le plus souvent évaluée en fonction des normes de qualité d'eau potable décrétées par différentes agences nord-américaines de réglementation. C'est donc en fonction des normes d'eau potable ou d'autres études de toxicologie que sont fixés des seuils de concentration admissibles présentés aux sections 4.5.3.2, 4.5.4.2, 4.5.5.2 et 4.5.6.2.

3.3 Probabilité de contamination

Les probabilités qu'un événement de contamination survienne sont principalement étudiées qualitativement en fonction de la quantité des contaminants produits transportés ou présents dans les environs immédiats du canal étudié. C'est cette analyse qui permet, à la section 4.1, de justifier le choix des scénarios de contamination retenus. Une fois les simulations réalisées et les volumes

de déversement critiques déterminés, nous revenons sur la question de la probabilité en déterminant s'il est vraisemblable que de telles quantités soient déversées.

3.4 Développement d'un modèle numérique

Pour satisfaire aux exigences des différents types de contaminants envisagés et des différents scénarios de contamination, il a été décidé de développer un modèle numérique de transport de contaminant. Le cours d'eau à l'étude étant simple à modéliser, il a été décidé de développer notre propre modèle de transport spécifiquement adapté aux objectifs du travail de recherche plutôt que d'utiliser un des nombreux modèles existants. L'utilisation d'un modèle maison a notamment permis de tester plusieurs méthodes de modélisation, pour la dispersion, la décantation et l'évaporation et de bénéficier de plus de flexibilité dans la définition de la géométrie des problèmes, des conditions initiales et des règles d'opération dynamique de l'usine de traitement. Plusieurs stratégies de modélisation ont cependant été empruntées à des modèles existants. Le fonctionnement du modèle et les équations pour chaque sous-module sont présentés à la section 4.3.

3.5 Campagne de mesure

Puisque le modèle numérique développé nécessite des données sur la bathymétrie et les vitesses d'écoulement dans le canal, une campagne de mesure a été réalisée. Au cours de l'été 2014 une embarcation a donc été déployée sur le canal pour mesurer les vitesses à l'aide d'un courantomètre. Pour étudier l'effet appréhendé des variations de section et de conditions d'écoulement, les mesures ont été réalisées pour deux coupes du canal et à deux moments de l'année. La méthodologie de ces mesures est présentée en 4.1.4 et les résultats en 5.1.

3.6 Validation du modèle numérique (analyse de sensibilité et tests des sous-modules)

Faute d'événements de contamination réels mesurés ou d'essais au traceur, le modèle n'a pas pu être directement calibré. En revanche, chaque sous-module a fait l'objet de différents tests numériques pour s'assurer de son fonctionnement conforme au processus physique attendu. Les résultats de ces tests sont présentés à travers le développement du modèle à la section 4.3. L'effet de l'incertitude de certaines données d'entrée du modèle a également été étudié à travers une analyse

de sensibilité. La démarche de cette analyse est présentée à la section 4.4 et ses résultats à la section 5.2.

3.7 Simulations de différents scénarios de contamination

Une fois la confiance dans le bon fonctionnement du modèle établie et les marges d'erreur sur les résultats connues, différents scénarios de contamination ont été développés qui correspondent aux principales menaces identifiées. Ces scénarios ont été simulés numériquement. La description de ces scénarios et des hypothèses sous-jacentes est faite à la section 4.5.

3.8 Qualification des conséquences associées aux scénarios

Les résultats des simulations de contamination sont présentés à la section 5.3 sous des formes permettant d'apprécier le niveau de risque pour l'usine d'eau potable. L'analyse du niveau de conséquence d'un événement de contamination est basée sur les concentrations maximales de contaminants atteintes à la prise d'eau et sur la durée pendant laquelle cette prise d'eau pourrait devoir demeurer fermée. À la lumière de ces analyses, la menace d'un déversement d'essence depuis le réseau routier apparaît comme la plus préoccupante et recevra plus d'attention dans le reste de l'étude. Est ensuite expliqué comment ces mêmes analyses peuvent aider à définir des zones de protection dans une approche de protection des sources d'eau potable et à définir des règles d'opération pour l'usine de traitement dans une approche de planification des mesures d'urgence.

3.9 Évaluations de mesures de mitigations

Devant les conséquences potentielles importantes d'un événement de contamination, certaines mesures sont évaluées qui pourraient permettre de diminuer le risque. Ces mesures de mitigation sont énumérées à la section 5.4 et leurs effets sur la probabilité d'un déversement, les concentrations maximales de contaminants atteintes et la durée de fermeture de l'usine sont évalués.

CHAPITRE 4 MÉTHODOLOGIE

4.1 Scénarios retenus et exigences de modélisation

Parmi les différentes menaces qui pèsent sur la qualité de l'eau potable, quatre ont été retenues pour être étudiées plus en profondeur. Ce chapitre présente une brève justification du choix de ces scénarios. Cette justification est basée sur le risque perçu en fonction d'une probabilité d'occurrence assez forte et de conséquences potentiellement graves. Pour une meilleure compréhension des scénarios décrits, on peut se référer au schéma conceptuel ci-dessous.

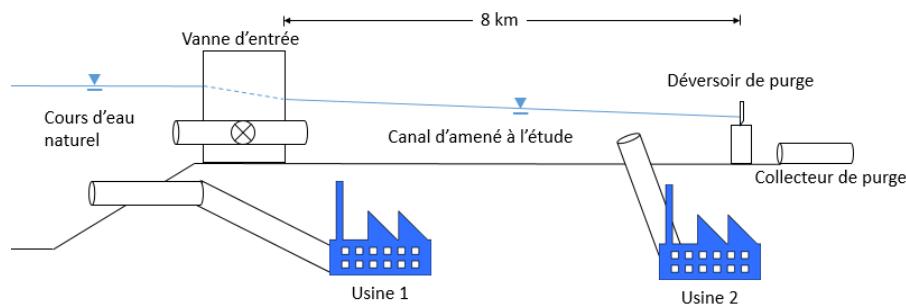


Figure 4.1: Représentation schématique du système à l'étude

4.1.1 Scénario 1: Apport d'eaux usées depuis le réseau d'égout

Le premier scénario retenu consiste en un apport important d'eaux usées contenant des microorganismes pathogènes. Suite à la rupture d'un collecteur d'égout les eaux usées pourraient migrer dans le sol pour atteindre le canal. En cas d'effondrement d'une conduite qui serait alors obstruée, le niveau d'eau pourrait monter dans les puisards. Bien qu'il soit peu probable que les eaux usées refoulent jusqu'au niveau de la chaussée, une surcharge hydraulique importante augmenterait de beaucoup le débit sous-terrain d'eaux usées vers le canal tel que schématisé par la Figure 4.2.

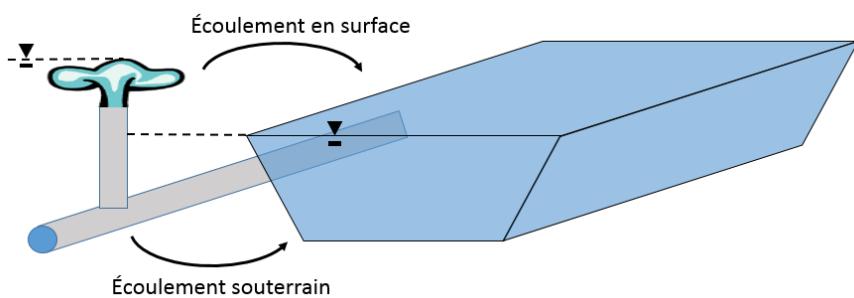


Figure 4.2: Schéma illustrant un apport d'eaux usées depuis le réseau d'égout voisin

4.1.1.1 Justification

Il est difficile d'évaluer la probabilité d'occurrences d'un tel scénario, mais plusieurs facteurs contribuent à rendre le canal à l'étude vulnérable à ce type de contamination. L'existence d'un lien hydraulique démontré (Guérineau, 2013) entre le réseau d'égout et le canal est l'élément le plus préoccupant. La proximité du canal et l'âge avancé de certains collecteurs identifiés aux schémas de localisation ci-dessous (Figure 4.3 et Figure 4.4) inquiète également (Mongelard & Prévost, 2009). D'autres municipalités aux prises avec des infrastructures d'égout vieillissantes ont d'ailleurs été suffisamment inquiétées du risque de débordement suite à un effondrement pour mettre en œuvre d'importantes mesures correctives (Gironimo, 2009). Du côté des conséquences, les événements de Walkerton (Olsen et al., 2002) nous rappellent que les éclosions de microorganismes pathogènes d'origine hydrique ont des conséquences dramatiques sur la santé humaine. Heureusement, les traitements conventionnels de filtration et de désinfection sont efficaces contre cette menace lorsqu'ils sont bien conçus en fonction de la charge de contamination attendue.

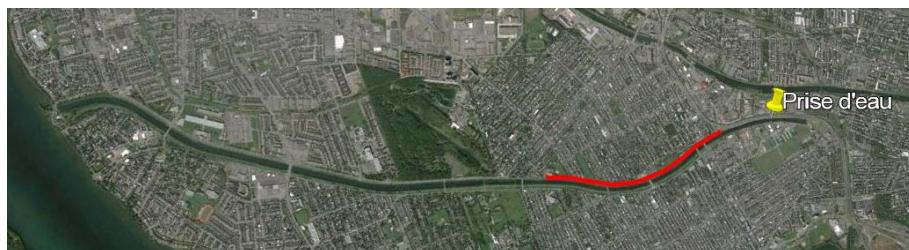


Figure 4.3: Schéma de localisation du collecteur 1

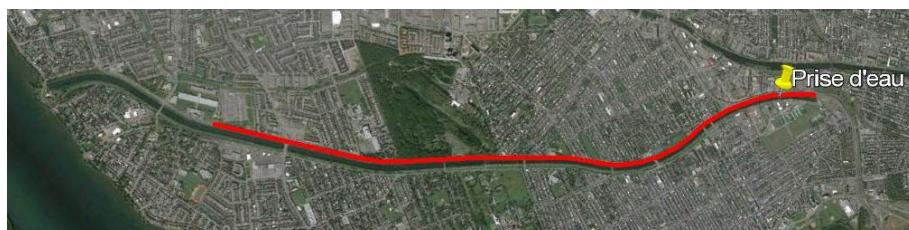


Figure 4.4: Schéma de localisation du collecteur 2

4.1.1.2 Contaminants d'intérêt

Les microorganismes pathogènes d'origine fécale sont nombreux et varient selon la source des eaux usées. Les principaux microorganismes visés par les traitements d'eau potable au Québec (MDDEP, 2010) sont les virus et les parasites *Giardia* et *Cryptosporidium*. À cause de son abondance et parce que certaines souches peuvent être pathogènes, la bactérie *E. coli* est souvent utilisée comme indicateur de contamination (Guerineau et al., 2014). C'est donc le devenir d'*E. coli* auquel on s'intéressera dans la modélisation d'un apport d'eaux usées.

4.1.1.3 Exigences de modélisation

Les mécanismes présumés affecter le sort des bactéries *E. coli* et qui devront donc être simulés par le modèle numérique sont:

- La dispersion
- Le transport par advection
- L'attachement aux solides en suspension
- La décantation pour les bactéries attachées
- La mortalité des microorganismes

4.1.2 Scénario 2: Glissement de terrain

Les sédiments du fond du canal de même que certains terrains adjacents présentent une contamination aux métaux lourds et aux HAP. Un glissement de terrain pourrait provoquer une remise en suspension importante de ces matériaux contaminés et un relargage dans l'eau des contaminants.

4.1.2.1 Justification

La probabilité d'un glissement de terrain est accrue par le mauvais état de certaines infrastructures de soutènement et la présence de signe d'érosion le long du canal (Mongelard & Prévost, 2009). De plus des travaux de construction routière prévus pourraient amener de la machinerie lourde à opérer près des berges. Côté conséquences potentielles, les travaux de Guérineau (2013) montrent que la contamination des sédiments est suffisamment élevée pour qu'une remise en suspension importante entraîne des concentrations de certains métaux dépassant les normes québécoises en eau potable. La turbidité associée à un glissement de terrain pourrait également dépasser la capacité

du traitement de filtration et entraîner l'interruption l'usine de traitement sur la seule base de la qualité esthétique de l'eau distribuée.

4.1.2.2 Contaminants d'intérêt

La présence des HAP cancérigènes dans certains échantillons de sédiment est préoccupante, mais ceux-ci ne sont pas visés par une norme réglementaire au Québec. Les métaux sont quant à eux présents en plus grande quantité et en plus d'endroits le long du canal. Parmi ces métaux, c'est le plomb qui serait le premier à dépasser la norme québécoise pour l'eau potable advenant une remise en suspension de sédiments (Guérineau, 2013). C'est donc le plomb qui sera suivi lors de la modélisation d'une remise en suspension de sédiments contaminés.

4.1.2.3 Exigences de modélisation

Les mécanismes présumés affecter le sort du plomb et qui devront donc être implémentés dans le modèle numérique sont:

- La dispersion
- Le transport par advection
- L'adsorption aux solides en suspension
- La décantation des métaux adsorbés

4.1.3 Scénario 3: Déversement chimique suite à un accident routier

Un troisième scénario concerne le déversement d'un contaminant transporté par la route suite à un accident. Un véhicule de transport pourrait se renverser ou une collision pourrait percer le réservoir d'essence d'un véhicule automobile. Le contaminant pourrait ensuite s'écouler en surface jusqu'au canal. La chute d'un véhicule directement dans le canal comme cela fut observé lors du déversement de Lemon Creek en Colombie-Britannique (Maxey, 2013) n'est pas non plus à exclure.

4.1.3.1 Justification

Le canal à l'étude est vulnérable aux déversements d'origine routière de par sa situation en milieu urbain. Il est longé sur la majorité de ses 8 km par un boulevard et une autoroute à fort débit de circulation et huit ponts le traversent. Plusieurs accidents routiers ont d'ailleurs été recensés sur l'ensemble du réseau (Mongelard & Prévost, 2009) et tout particulièrement sur le tronçon

autoroutier situé immédiatement en amont de la prise d'eau (Figure 4.5). Le transport de marchandises dangereuses et notamment de produits pétroliers par voie routière est également en augmentation au Québec (Trépanier et al., 2015). La gravité des conséquences dépend de la nature des substances déversées, mais peut être importante étant donné que les traitements à l'usine ne sont pas conçus pour l'enlèvement de plusieurs classes de produits chimiques.



Figure 4.5: Schéma de localisation du tronçon autoroutier longeant le canal

4.1.3.2 Contaminants d'intérêt

Nous avons combiné les normes de santé les plus sévères du Tableau 2.2 et les fractions maximales dans le mélange d'essence des différents composés (Tableau 2.1) pour déterminer quelle substance dépasserait en premier son seuil de concentration maximale admissible pour une même quantité d'essence déversée.

Tableau 4.1 : Toxicités comparées des hydrocarbures aromatiques de l'essence

Substance	Source	C. seuil ($\mu\text{g}\cdot\text{l}^{-1}$)	% dans l'essence	C. d'essence équivalente ($\text{mg}\cdot\text{l}^{-1}$)
Benzène	RQEP	0.5	2	0.025
Toluène	Santé Canada	60	40	0.150
Xylène	Santé Canada	90	20	0.450
Éthylbenzène	Santé Canada	140	5	2.800

Le benzène apparaît ici comme la substance la plus problématique puisqu'il serait le premier à représenter un risque pour la santé en cas de déversement d'essence. Dans notre étude, c'est donc la concentration de benzène dissoute dans l'eau qui sera suivie pour évaluer les conséquences d'un déversement d'essence.

Même si les concentrations maximales admissibles pour des critères de santé sont respectées, l'odeur des hydrocarbures peut être incommodante. Qu'on se rappelle des habitants de Longueuil ou de Charleston qui se plaignaient (à juste titre) d'odeurs de diésel et de MCHM alors même que les autorités municipales leur assuraient que l'eau potable respectait les normes en vigueur. Le même exercice qu'au Tableau 4.1 est donc répété au Tableau 4.2, mais en utilisant les seuils de concentration du Tableau 2.2 pour la perception organoleptique des substances. C'est cette fois-ci l'éthylbenzène qui ressort comme le contaminant le plus problématique du point de vue de la détection par l'odorat humain.

Tableau 4.2 : Seuils de perception olfactive comparés des hydrocarbures aromatiques de l'essence

Substance	Source	C. seuil en $\mu\text{g}\cdot\text{l}^{-1}$	% dans l'essence	C. d'essence équivalente en $\text{mg}\cdot\text{l}^{-1}$
Benzène	RQEP	500	2	25.000
Toluène	Santé Canada	24	40	0.060
Xylène	Santé Canada	20	20	0.100
Éthylbenzène	Santé Canada	1.6	5	0.032

La concentration équivalente d'essence dissoute de $0.032 \text{ mg}\cdot\text{l}^{-1}$ reste cependant plus élevée que celle pour le benzène au Tableau 4.1. On conserve donc le benzène comme principal contaminant d'intérêt.

À cause de leur moins grande toxicité, les alcanes ne font l'objet d'aucune norme ou recommandation (même pas esthétique) et ne sont pas présentés dans les MSDS des producteurs. Leur rôle potentiel dans la détection par l'odorat humain doit cependant être investigué. Une composition plus détaillée d'un mélange d'essence type a donc été obtenue de Kreamer & Stetzenbach (1990). La loi de Raoult et les pressions de vapeur pures des substances ont été utilisées pour calculer la concentration relative de ces substances dans les vapeurs d'essence. Un score de perception olfactive est ensuite calculé. Un score de 100 signifie ici que la concentration d'une substance dans les vapeurs d'essence en équilibre avec l'essence liquide pure est 100 fois plus

élevée que le seuil de détection pour cette substance. Ces calculs et leurs résultats sont résumés au Tableau 4.3.

Tableau 4.3 : Seuils de perception olfactive comparés des hydrocarbures aromatiques et des alcanes de l'essence

Substance	F_{mass} (Kreamer & Stetzenbach, 1990)	PV pur mm.Hg	Pression partielle mm.Hg	Conc. vapeur ppm	Seuil olfactif ppm (Nagata & Takeuchi, 2003)	Score de perception olfactive
Méthylpropane	0.03	2252.8	109.17	143641	Nd	
N-butane	0.03	1555.3	75.37	99172	1200.000	83
Méthylbutane	0.05	574.9	37.40	49214	1.300	37857
N-pentane	0.05	424.4	27.61	36329	1.400	25950
N-hexane	0.05	121.2	6.60	8689	1.600	5431
N-heptane	0.05	35.6	1.67	2191	0.670	3271
Triméthylpentane	0.05	38.7	1.59	2094	0.670	3125
N-octane	0.14	10.5	1.20	1584	1.700	932
Méthyldécane	0.05	0.3	0.01	10	Nd	
Méthylbutène	0.05	384.1	25.71	33826	Nd	
Diméthyl Butène	0.05	205.2	11.45	15060	Nd	
Benzène	0.02	75.2	1.81	2379	2.700	881
Toluène	0.15	21.8	3.34	4392	0.330	13309
Xylène	0.1	6.2	0.54	717	0.041	17481
Triméthylbenzène	0.08	1.5	0.09	119	0.120	993
DiméthylPhényléthane	0.05	1.3	0.05	61	Nd	

Les scores calculés semblent très élevés. Évidemment, en pratique, on ne parle pas d'essence pure, mais d'une très faible fraction qui serait dissoute dans l'eau et transportée jusqu'au robinet. Cette

analyse n'est pas non plus parfaitement rigoureuse puisque la loi de Raoult est utilisée pour toutes les substances alors que l'essence n'est pas un mélange idéal. Il est néanmoins intéressant de constater que les alcanes légers comme le méthylbutane et le pentane seraient plus facilement perçus par l'odorat humain que les composés aromatiques comme le toluène et les xylènes. En plus, même si chacun des alcanes ne représente qu'une faible fraction du mélange, leur fraction cumulée est importante. Certaines recherches montrent même un effet additif pour l'odeur associée aux contaminants organiques (Rosen et al., 1962).

En définitive, il est probable que l'odeur de l'essence soit perçue avant que le seuil de $0.5 \mu\text{g}\cdot\text{l}^{-1}$ ne soit atteint pour le benzène. Tout gestionnaire d'un réseau de distribution d'eau potable doit garder à l'esprit que la décision de fermer une prise d'eau potable peut être tout aussi bien justifiée par des critères d'odeur et d'opinion publique que par des critères réglementaires basés sur la toxicité.

4.1.3.3 Exigences de modélisation

La principale particularité de l'essence par rapport aux autres contaminants considérés est sa faible densité et mauvaise miscibilité aqueuse qui la porte à former une nappe flottant à la surface de l'eau. Les mécanismes présumés affecter le sort du benzène initialement contenu dans l'essence et qui devront donc être implémentés dans le modèle numérique sont:

- Le transport sous la phase de nappe d'essence flottante
- L'évaporation
- Le transfert de masse depuis l'essence vers l'eau (dissolution)
- Le transport par dispersion et advection sous la phase aqueuse dissoute

4.1.4 Scénario 4: Déversement chimique intentionnel

Un autre scénario de contamination étudié est le déversement intentionnel d'une substance toxique dans le canal. Ce déversement pourrait être le fait d'un individu mal informé de l'utilisation comme source d'eau potable du canal à l'étude ou le résultat d'un acte malveillant. Une substance toxique pourrait par exemple être déversée depuis l'un des ponts enjambant le canal.

4.1.4.1 Justification

La probabilité d'un déversement intentionnel par ignorance apparaît relativement faible. En effet, la vocation du canal est bien connue des habitants, commerces et industries voisins qui pourraient

être tentés de se débarrasser de produits toxiques. De plus, le canal est longé par des clôtures sur la majorité de son tracé ce qui en décourage l'accès. Pour ce qui est d'un déversement par un individu malveillant, il est très difficile d'en qualifier la probabilité sans tomber dans un argumentaire idéologique qui entoure souvent les questions de « menace terroriste ». Nous nous contenterons donc ici de considérer qu'un déversement par malveillance est théoriquement possible et d'en étudier les conséquences. Ces conséquences varient nécessairement avec la toxicité du produit employé, mais peuvent être importantes considérant les facteurs de dilution selon le point de rejet.

4.1.4.2 Contaminants d'intérêt

Il existe un nombre pratiquement infini de contaminants pouvant être utilisés dans un tel déversement allant de substances utilisées dans des procédés industriels aux agents spécialement développés comme armes chimiques. À titre d'exemple, nous avons ici retenu trois substances choisies sur la base de leur très grande toxicité et de leur miscibilité dans l'eau. Il s'agit du trioxyde d'arsenic, du cyanure et du sarin.

Le trioxyde d'arsenic, souvent appelé seulement arsenic, a été longtemps utilisé comme insecticide, agent de conservation pour le bois de construction, dans la fabrication du verre et même comme médicament (ATSDR, 2009). Bien que sa production ait cessée en Amérique du Nord, son utilisation continue dans certains procédés et la production mondiale annuelle est estimée à 45 000 tonnes (USGS, 2014). L'intoxication aiguë à l'arsenic a des effets sur plusieurs organes notamment le système nerveux central et peut causer la mort. L'exposition chronique est associée à plusieurs maladies, dont des maladies de la peau et plusieurs formes de cancer (ATSDR, 2009).

Plusieurs composés inorganiques toxiques comprenant un groupement cyanure tels les cyanures d'hydrogène de potassium et de sodium sont produits industriellement (Santé Canada, 1979). Le plus utilisé est le cyanure de sodium, un sel très soluble qui sert dans la production de certains plastiques et pour l'extraction de l'or dans l'industrie minière. En 1999, la production mondiale annuelle de cyanure était estimée à 1.4 million de tonnes (Logsdon et al., 1999). Le mode d'action toxique du cyanure est de bloquer le mécanisme de respiration cellulaire ce qui peut causer la mort par hypoxémie aiguë (Santé Canada, 1979).

Le sarin est un liquide miscible produit spécifiquement pour son utilisation comme arme chimique. Il a été produit par différents corps armés durant la Deuxième Guerre Mondiale, mais une convention internationale en interdit maintenant la production et le stockage (CIRC, 1993). Il agit

sur le système nerveux en inhibant une enzyme chargée de réguler un neurotransmetteur et son ingestion peut être létale à très faible dose (USNRT, 2007).

4.1.4.3 Exigences de modélisation

Comme les contaminants potentiellement déversés par malveillance possèdent tous des propriétés physiques différentes, il apparaît peu utile de modéliser les processus de dégradation. Puisque les contaminants miscibles ou fortement solubles sont plus menaçants, l'hypothèse d'un déversement instantanément dissout est également retenue. Les seuls mécanismes à modéliser sont donc:

- La dispersion
- Le transport par advection

4.2 Campagne de mesures

Ce chapitre présente la méthodologie de la campagne de mesure des caractéristiques hydrauliques du cours d'eau à l'étude.

4.2.1 Mesures de bathymétrie

Le modèle de dispersion prend en entrée le profil bathymétrique d'une section du cours d'eau. Puisque seulement deux sections ont été mesurées, une perche graduée peu coûteuse a été retenue comme instrument de mesure de la profondeur. L'extrémité de la perche est terminée par une plaque d'assise de 20 cm de diamètre pour éviter que la perche ne s'enfonce dans les sédiments meubles du fond. Une corde a été tendue d'une rive à l'autre du canal le long de laquelle se déplaçait une embarcation. Les mesures de profondeur ont été réalisées à 1.83 m d'intervalle près des berges et à 2.74 m au centre du canal pour établir le profil bathymétrique transversal. On se réfère également à des rapports antérieurs de mesure de niveau d'eau pour établir le profil de pente longitudinale du canal.

4.2.2 Mesures de vitesse d'écoulement

Le modèle de dispersion prend en entrée le profil de vitesse d'une section du cours d'eau. Les mesures de vitesse ont été réalisées à l'aide d'un courantomètre (Sondek Flowtracker®). Il s'agit d'un courantomètre à effet doppler effectuant des lectures ponctuelles de vitesse en 2D. Ce type d'appareil a été préféré à un courantomètre à hélice qui ne peut pas mesurer avec précision des

vitesses aussi faibles que celles rencontrées dans le cours d'eau à l'étude. Il a également été préféré à un profileur de vitesse à effet doppler puisque ce type d'appareil ne peut fonctionner adéquatement dans les zones trop peu profondes le long des berges. Or, des mesures fiables sont importantes dans ces zones puisque c'est là que l'on retrouve les gradients de vitesse les plus élevés ayant une plus grande influence sur le processus de dispersion longitudinale (Lee & Seo, 2013). La précision sur les vitesses mesurées varie d'un point de mesure à l'autre, mais est de l'ordre de $1 \text{ cm}\cdot\text{s}^{-1}$.

Le courantomètre a été monté sur la même tige graduée servant à établir la bathymétrie. L'espacement transversal des points de mesure varie de 1.83 m à 2.74 m et l'espacement vertical est de 0.61 m. L'appareil nécessitant une profondeur minimale d'eau, les vitesses en surface ont en réalité été mesurées à 15 cm sous la surface. Chaque point de mesure correspond à la moyenne de 30 mesures de vitesses effectuées sur 30 secondes consécutives de façon à atténuer les variations instantanées de vitesse dues aux turbulences. La vitesse est mesurée simultanément dans deux directions perpendiculaires soit la direction principale de l'écoulement (x) et la direction transversale (y). Seule la vitesse en x sera utilisée dans le modèle, la vitesse en y devant seulement être voisine de 0 pour garantir la bonne orientation du courantomètre dans le sens de l'écoulement principal et valider l'hypothèse d'un écoulement unidirectionnel.

La validation des profils de vitesse obtenus se fait par le calcul du débit total du canal. Puisque l'eau circulant dans le canal sert exclusivement à l'alimentation de l'usine de filtration, le débit total a été mesuré par les pompes d'eau brute de l'usine. Par ailleurs, le profil de vitesse est intégré numériquement sur la section pour calculer le débit total et les deux valeurs de débit sont comparées.

4.3 Développement d'un modèle numérique de transport des contaminants

Ce chapitre présente les différentes étapes du développement du modèle. Ce modèle doit permettre pour chaque type de contaminant de simuler l'ensemble des processus identifiés à la section 4.1. Pour ce faire, le modèle possède une architecture centrale de type lagrangien en code Matlab® dans laquelle s'insèrent différents sous modules permettant de traiter les principaux processus. L'architecture générale est illustrée à la Figure 4.6. On peut également se référer au code du programme dont un exemple est donné à l'annexe A et à l'annexe B. Les équations de chaque module sont décrites en détail et leur bon fonctionnement est vérifié par des tests numériques. Bien

que le modèle puisse éventuellement être utilisé pour d'autres cours d'eau, les différents choix dans l'élaboration du modèle sont d'abord justifiés en fonction des besoins précis liés aux caractéristiques du canal à l'étude et des contaminants d'intérêt sélectionnés.

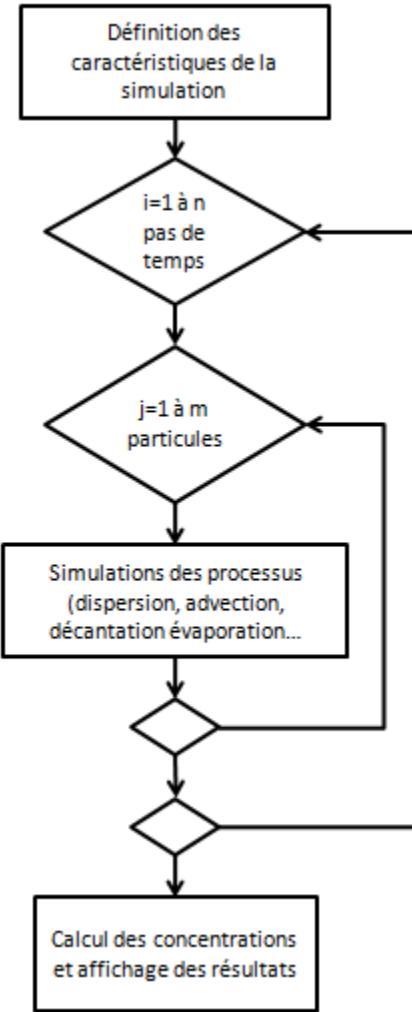


Figure 4.6 : Schéma: architecture du code

4.3.1 Choix du nombre de dimensions du modèle

Le choix du nombre de dimensions d'un modèle de transport de contaminant est déterminant. Ce choix influence directement la complexité de la programmation du modèle, la puissance de calcul nécessaire et la précision des résultats attendus. Dans le cas particulier de la dispersion dans un cours d'eau, le choix d'un modèle unidirectionnel peut sembler adéquat puisque l'écoulement y est principalement concentré dans une seule direction principale.

Certains observateurs (Fischer et al., 1979) ont remarqué que le rythme de dispersion dans la direction transversale à l'écoulement pouvait jouer un rôle important dans la dispersion longitudinale. En effet dans la zone suivant immédiatement le point de contamination, les résultats des modèles unidirectionnels ne sont pas en accord avec les observations. Cette portion du cours d'eau dite « zone de mélange transversal initial » peut s'étendre sur quelques mètres ou jusqu'à quelques kilomètres selon les cours d'eau. Pour un canal urbain d'approvisionnement en eau potable, puisque la source de contamination peut être rapprochée de la prise d'eau potable, il est nécessaire d'obtenir des résultats fiables dans la zone initiale de mélange et un modèle 1D ne convient donc pas et notre choix portera sur les modèles 2D et 3D.

La dispersion verticale est généralement du même ordre de grandeur que la dispersion transversale. Cependant, les cours d'eau naturels comme artificiels étant généralement beaucoup plus larges que profonds, la distance de mélange initial vertical est souvent beaucoup plus petite que la distance de mélange transversal. Beaucoup de modèles 2D utilisent donc une moyenne verticale des vitesses d'écoulement et considèrent que le contaminant est toujours complètement mélangé dans la direction verticale. Comme les vitesses d'écoulement seront de toute façon mesurées à différentes profondeurs lors de la campagne de mesure, il a été décidé de prendre en compte les variations verticales de vitesse et de développer un modèle 3D. Ce choix implique des temps de calcul plus longs qu'un modèle 2D, mais permet d'évaluer l'impact de la dispersion verticale sur les résultats finaux. Nous parlerons plus exactement d'un modèle quasi 3D puisque bien que la position des particules soit suivie en x, y et z, l'advection n'est considérée que dans la direction x et les profils de vitesses ne sont mesurées qu'en deux sections.

4.3.2 Aspect hydraulique du modèle

Tout modèle de transport se base d'abord sur la connaissance des caractéristiques de l'écoulement de l'eau. La plupart du temps, cette information provient d'un modèle hydraulique. Nous avons cependant préféré éviter la lourde charge de travail que représenteraient la mesure de la bathymétrie de tout le canal et le calage d'un modèle hydrodynamique complexe et avons opté pour des mesures directes de vitesses d'écoulement. Il serait pratiquement très difficile de mesurer les vitesses d'écoulement dans les trois directions et en tout point du canal sur ses 8 km de longueur. C'est pourquoi seuls les profils de vitesse longitudinale mesurée en deux sections et présentées au Chapitre 4 seront utilisés. Ces choix de modélisation impliquent des limitations importantes du

point de vue hydraulique. Tout d'abord, ce modèle ne peut pas être appliqué à un autre cours d'eau sans procéder au préalable à la mesure de nouveaux profils de vitesse. Ensuite, il faut demeurer prudent dans l'utilisation du modèle pour des débits autres que ceux auxquels ont été mesurés les profils de vitesses. Cette question est notamment traitée à la section 5.1.2.

4.3.3 Choix du type de modèle de transport (Lagrangien vs Eulérien)

Les modèles analytiques et empiriques sont couramment utilisés pour les problèmes à une dimension, mais puisqu'il a été choisi de développer un modèle tridimensionnel (section 4.3.1), seul un modèle numérique eulérien ou lagrangien peut être utilisé. La réflexion sur les avantages et inconvénients qui suit a justifié le choix d'un modèle de type lagrangien. Certains des avantages de ces deux types de modèles sont ici présentés.

Les modèles eulériens de dispersion de contaminant sont souvent préférés puisqu'ils sont faciles à coupler avec les modèles hydrauliques. En effet, il est possible d'utiliser le même maillage pour modéliser le mouvement général de l'eau et le mouvement du contaminant. Cet avantage est peu important dans le cas qui nous occupe puisque les vitesses d'écoulement ont été déterminées par des mesures sur le terrain plutôt que par les résultats d'un modèle hydraulique.

Dans un modèle lagrangien, les concentrations de contaminant peuvent être obtenues en faisant le décompte des « particules » contenues à un certain moment dans un volume de contrôle défini. La précision de la concentration mesurée est alors proportionnelle au nombre de particules dans le volume. La précision des concentrations calculées est donc plus grande dans les zones de forte concentration que dans les zones de faible concentration. Pour augmenter la précision, il faut augmenter le nombre de particules dans la simulation ce qui augmente le temps de calcul total. Dans le cas d'une source de contamination continue, les particules sont introduites progressivement dans le système. Les résultats pour le début de la simulation sont alors peu précis puisque le nombre de particules est encore faible. Heureusement, pour le cas pratique étudié, l'attention est portée sur les concentrations maximales de contaminant suite à des scénarios de contamination soudaine. Un modèle lagrangien devrait donc permettre une bonne précision en exigeant une puissance de calcul limitée.

La dispersion numérique est un phénomène associé aux modèles eulériens (Periáñez & Elliot, 2002). La diffusion numérique se produit lorsqu'une masse de contaminants se déplace avec le

courant par advection. Si la distance parcourue par la particule durant un pas de calcul est telle que la position finale de la particule est située entre deux éléments du maillage, le modèle doit distribuer la quantité de polluant entre ces deux éléments. En divisant cette particule unique en deux points distincts, on se trouve à disperser artificiellement le contaminant. Bien qu'il existe des méthodes pour diminuer ou compenser la dispersion numérique associée aux équations de différences finies, l'approche lagrangienne offre une façon simple d'éliminer complètement ce phénomène (García-Martínez & Flores-Tovar, 1999). En effet, chaque particule reste alors indivisible.

Les critères de convergence des schémas de différences finies utilisés dans les modèles eulériens peuvent être très restrictifs et conduire à des augmentations importantes des temps de calcul. C'est notamment le cas du critère CFL ou « nombre de Courant » (Periánez, 2005). Lorsque la distance réelle parcourue en un pas de temps par un contaminant est plus grande que la distance séparant deux éléments voisins du maillage, des problèmes de convergence surviennent. Dans un modèle lagrangien, il n'y a pas de telle limite à la distance qui peut être parcourue par une particule durant un pas de temps. Il est alors possible d'utiliser des pas de temps plus long et donc de diminuer le temps de calcul total. Il faut toutefois rester prudent dans l'augmentation des pas de temps puisque, même sans occasionner de problèmes de convergence, cela réduit la précision des résultats.

4.3.4 Module de dispersion

Les principaux mécanismes simulés par le module de dispersion sont la dispersion par les turbulences et les courants secondaires en y et en z ainsi que la dispersion par advection différentielle en x . Les calculs s'effectuent en deux étapes illustrées par la Figure 4.7. Ainsi, à chaque pas de temps, le modèle simule un mouvement aléatoire de dispersion en y et en z pour chaque particule puis simule l'advection de cette particule dans la direction principale d'écoulement x . Le fonctionnement de ces deux sous-modules est décrit plus en détail dans les sections 4.3.6 et 4.3.6.

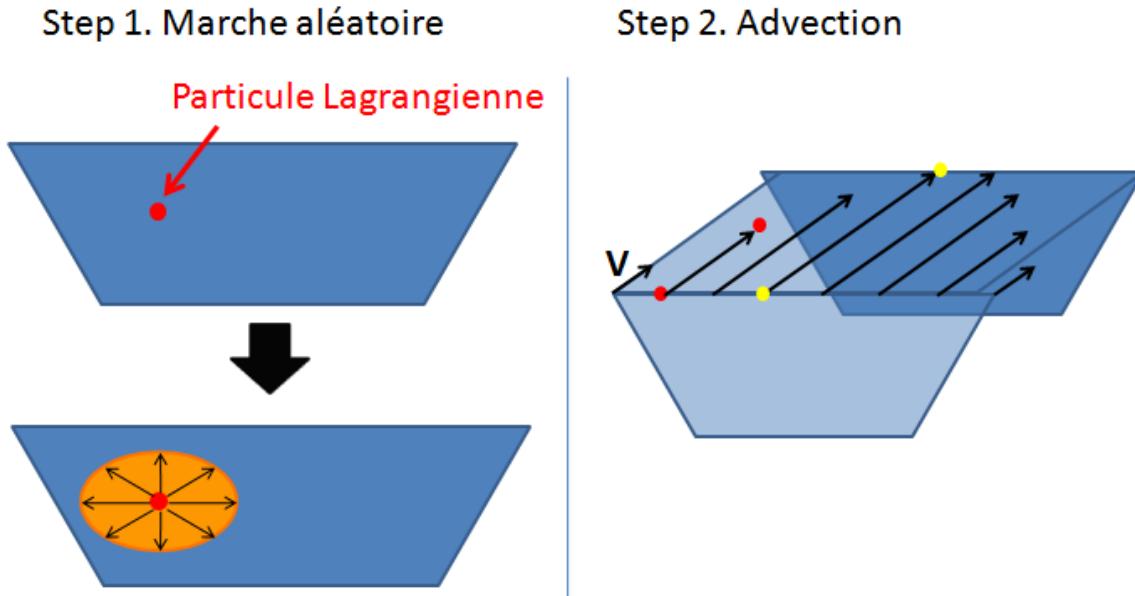


Figure 4.7 : Schéma du modèle: dispersion et advection

4.3.5 Dispersion transversale et verticale : marche aléatoire

La dispersion dans les directions y et z est simulée par un processus de marche aléatoire. Le modèle génère des déplacements de directions et d'amplitudes aléatoires pour chaque particule. Après un grand nombre de déplacements, la distribution des particules tend vers une distribution gaussienne. Or, la solution analytique de la loi de Fick est également une distribution gaussienne des concentrations. Il suffit donc d'utiliser la bonne fonction de probabilité pour les déplacements aléatoires de façon à ce que le rythme de dispersion corresponde au coefficient de dispersion choisi.

4.3.5.1 Fonctions de probabilités possibles pour les longueurs de déplacements

Plusieurs formulations de marche aléatoire ont été identifiées dans la littérature. Il importe ici de sélectionner celle qui convient le mieux à la simulation du processus de dispersion dans le problème à l'étude.

Formulation 1

La première formulation, énoncée par Periañez & Elliott (2002), considère un déplacement dans une direction horizontale aléatoire et un déplacement vers le haut ou vers le bas. Cette formulation est définie par les équations (eq.4.1) et (eq.4.2).

$$L_h = U_1(0,1) \cdot \sqrt{12K_h \Delta t} \quad \text{dans la direction } 2\pi \cdot U_2(0,1) \quad (\text{eq.4.1})$$

$$L_z = \pm U(0,1) \cdot \sqrt{2K_z \Delta t} \quad (\text{eq.4.2})$$

avec

L_h [m] la longueur du déplacement horizontal

L_z [m] la longueur du déplacement vertical

K_h [m²·s⁻¹] le coefficient de dispersion horizontale

K_z [m²·s⁻¹] le coefficient de dispersion verticale

$U_1(0,1)$ et $U_2(0,1)$ des variables aléatoires de distribution uniforme entre les bornes 0 et 1

En décomposant L_h dans les directions y et x et en considérant $K_y = K_x = K_h$, on obtient:

$$L_y = U_1(0,1) \cdot \sqrt{12K_y \Delta t} \cdot \sin(2\pi \cdot U_2(0,1)) \quad (\text{eq.4.3})$$

$$L_x = U_1(0,1) \cdot \sqrt{12K_x \Delta t} \cdot \cos(2\pi \cdot U_2(0,1)) \quad (\text{eq.4.4})$$

Formulation 2

La deuxième formulation, issue de Chanson (2004b), est la même dans les trois directions x, y et z et est décrite par les équations (eq.4.5), (eq.4.6) et (eq.4.7).

$$L_x = U(-0.5, 0.5) \cdot \sqrt{2K_x \Delta t} \quad (\text{eq.4.5})$$

$$L_y = U(-0.5, 0.5) \cdot \sqrt{2K_y \Delta t} \quad (\text{eq.4.6})$$

$$L_z = U(-0.5, 0.5) \cdot \sqrt{2K_z \Delta t} \quad (\text{eq.4.7})$$

Formulation 3

La troisième formulation utilise une distribution gaussienne pour décrire la distance parcourue. Elle est identique dans les trois directions et est décrite par les équations (eq.4.8), (eq.4.9) et (eq.4.10).

$$L_x = N(0,1) \times \sqrt{2K_x \Delta t} \quad (\text{eq.4.8})$$

$$L_y = N(0,1) \times \sqrt{2K_y \Delta t} \quad (\text{eq.4.9})$$

$$L_z = N(0,1) \times \sqrt{2K_z \Delta t} \quad (\text{eq.4.10})$$

avec

$N(0,1)$ une variable aléatoire issue d'une distribution gaussienne de moyenne 0 et de variance 1

Test et choix des fonctions de probabilités

On compare ensuite les résultats de ces trois formulations pour choisir celle à implémenter dans le modèle. En dispersion fickienne, la variance sur la position des particules croît de façon linéaire dans le temps selon l'équation (eq.4.11)(Chanson, 2004b).

$$\sigma^2 = 2 \cdot K \cdot t \quad (\text{eq.4.11})$$

avec

$\sigma^2 [\text{m}^2]$ la variance sur la position des particules de contaminants

C'est donc sur le critère de l'évolution de la variance dans le temps que se fera la comparaison des différentes formules de marche aléatoires. Pour calculer la variance sur la position des particules générées par les formulations 1, 2 et 3, on fait appel au théorème central limite énoncé ci-dessous.

- Soit X une variable aléatoire quelconque de moyenne $E(X)$ et de variance $V(X)$
- Soit $S_{X,n}$ une variable aléatoire obtenue par une somme de n variables aléatoires X
- Alors, pour n suffisamment grand, $S_{X,n}$ suit une loi normale dont l'espérance mathématique et la variance sont:

$$E(S_{X,n}) = n \cdot E(X)$$

$$V(S_{X,n}) = n \cdot V(X) \quad (\text{eq.4.12})$$

Ce théorème est applicable à la marche aléatoire puisque la position finale d'une particule est le résultat de la somme d'un grand nombre de déplacements. La position finale des particules suit donc une loi normale. Si le déplacement moyen des particules est nul (pas d'advection) et que la variance suit l'équation (eq.4.11), alors l'application du théorème (eq.4.12) implique (eq.4.13).

$$0 = E(S_{X,n}) = n \cdot E(X)$$

$$E(X) = 0$$

$$2 \cdot K \cdot t = V(S_{X,n}) = n \cdot V(X)$$

$$V(X) = 2 \cdot K \cdot \frac{t}{n}$$

$$V(X) = 2 \cdot K \cdot \Delta t \quad (\text{eq.4.13})$$

La démonstration est ici faite pour les équations (eq.4.2), (eq.4.3), (eq.4.6) et (eq.4.10) les autres étant équivalentes.

Démonstration Équation (eq.4.2)

$$L_z = \pm U(0,1) \cdot \sqrt{2K_z \Delta t}$$

$$E(L_z) = \int_{-\sqrt{2K_z \Delta t}}^{\sqrt{2K_z \Delta t}} x \cdot dx$$

$$E(L_z) = 0 \quad \text{CQFD équation (eq.4.13)}$$

$$V(L_z) = \int_{-\sqrt{2K_z \Delta t}}^{\sqrt{2K_z \Delta t}} (x - E(L_z))^2 dx$$

$$V(L_z) = (\sqrt{2K_z \Delta t} - 0)^2 \cdot 0.5 + (-\sqrt{2K_z \Delta t} - 0)^2 \cdot 0.5$$

$$V(L_z) = 2K_z \Delta t \quad \text{CQFD équation (eq.4.13)} \quad (\text{eq.4.14})$$

Démonstration Équation (eq.4.3)

$$L_y = U_1(0,1) \cdot \sqrt{12K_y \Delta t} \cdot \sin(2\pi \cdot U_2(0,1))$$

$$E(L_z) = E[U_1(0,1)] \cdot \sqrt{12K_y \Delta t} \cdot E[\sin(2\pi \cdot U_2(0,1))] \quad (\text{eq.4.15})$$

où: $E[U_1(0,1)] = 0.5$

$$E[\sin(2\pi \cdot U_2(0,1))] = 0$$

$$E(L_y) = 0.5 \cdot \sqrt{12K_y \Delta t} \cdot 0$$

$E(L_y) = 0$ CQFD équation (eq.4.13)

$$\begin{aligned} V(L_y) = & \left\{ V[U_1(0,1)] \cdot V[\sin(2\pi \cdot U_2(0,1))] + V[U_1(0,1)] \right. \\ & \cdot E[\sin(2\pi \cdot U_2(0,1))]^2 + V[\sin(2\pi \cdot U_2(0,1))] \\ & \left. \cdot E[U_1(0,1)]^2 \right\} \cdot E\left[\sqrt{12K_y \Delta t}\right]^2 \end{aligned}$$

$$\text{Où: } V[U_1(0,1)] = \int_0^1 (x - 0.5)^2 dx = \frac{1}{12}$$

$$V[\sin(2\pi \cdot U_2(0,1))] = 0.5$$

$$V(L_y) = \left\{ \frac{1}{12} \cdot 0.5 + \frac{1}{12} \cdot 0^2 + 0.5 \cdot 0.5^2 \right\} \cdot 12K_y \Delta t$$

$V(L_y) = 2K_y \Delta t$ CQFD équation (eq.4.13)

Démonstration Équation (eq.4.6)

$$L_y = U(-0.5, 0.5) \cdot \sqrt{2K_y \Delta t}$$

$$E(L_z) = \int_{-0.5\sqrt{2K_z \Delta t}}^{0.5\sqrt{2K_z \Delta t}} x \cdot dx$$

$E(L_y) = 0$ CQFD équation (eq.4.13)

$$V(L_y) = \int_{-0.5}^{0.5} (x - E(L_y))^2 dx \cdot E\left[\sqrt{2K_y \Delta t}\right]^2$$

$$V(L_y) = \frac{1}{6} K_y \Delta t \quad \text{Différent de (eq.4.13)} \quad (\text{eq.4.16})$$

L'utilisation de l'équation (eq.4.6) entraîne donc une croissance de la variance 12 fois moins rapide que ne le prévoit la loi de Fick.

Démonstration Équation (eq.4.10)

$$L_z = N(0,1) \times \sqrt{2K_z \Delta t}$$

$$E(L_z) = E[N(0,1)] \times \sqrt{2K_y \Delta t}$$

où: $E[N(0,1)] = 0$ par définition de la loi normale

$$E(L_z) = 0 \quad \text{CQFD équation (eq.4.13)}$$

$$V(L_z) = V[N(0,1)] \times E \left[\sqrt{2K_y \Delta t} \right]^2$$

où: $V[N(0,1)] = 1$ par définition de la loi normale

$$V(L_z) = 2K_z \Delta t \quad \text{CQFD équation (eq.4.13)} \quad (\text{eq.4.17})$$

Des simulations numériques permettent de confirmer les démonstrations mathématiques. Les simulations sont réalisées sur un domaine unidirectionnel infini pour 1000 particules pendant 10000 pas de temps de 1 seconde et un coefficient de dispersion unitaire. Les résultats de ses simulations sont présentés aux Figure 4.8 et Figure 4.9.

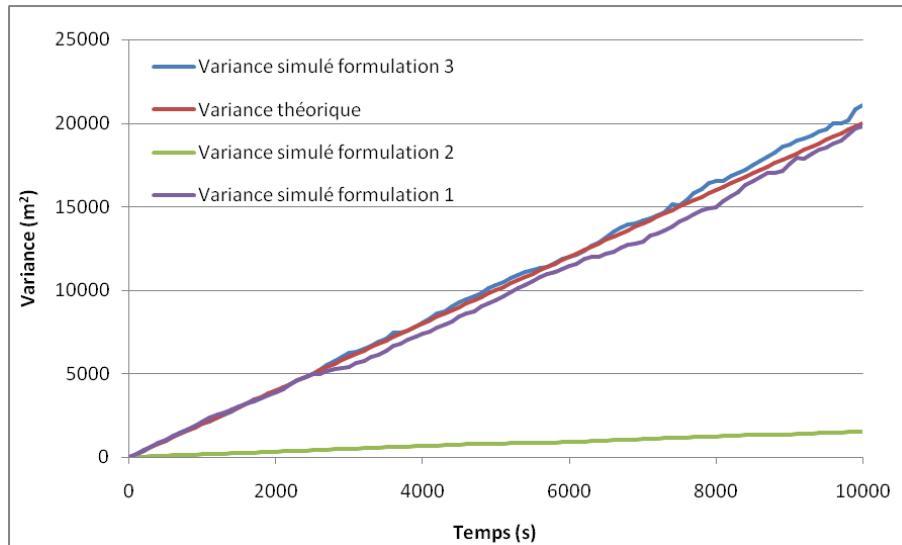


Figure 4.8 : Simulation numérique: marche aléatoire y

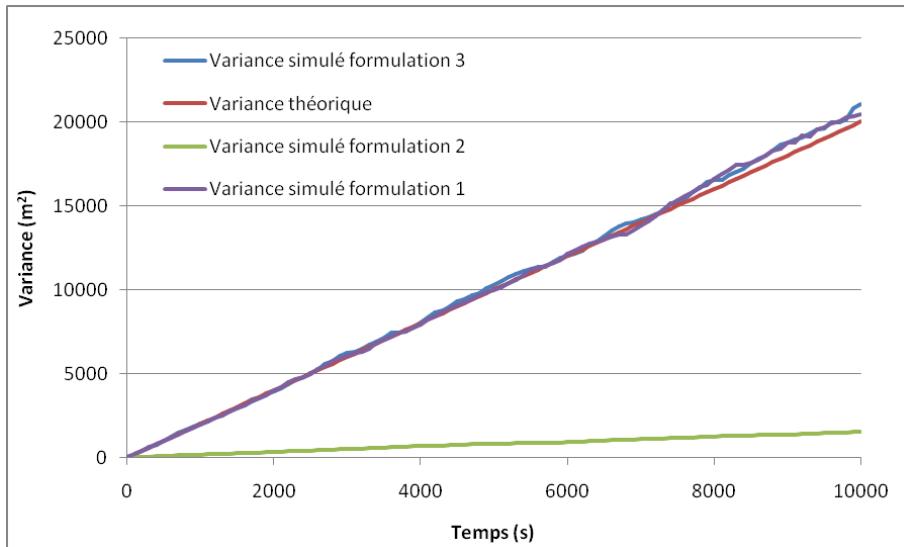


Figure 4.9 : Simulation numérique: marche aléatoire z

On en déduit donc que les formulations de marche aléatoire 1 et 3 sont appropriées pour simuler la dispersion fickienne sur de longues durées de temps alors que la formulation 2 est erronée. La formulation 1 implique que tous les déplacements de particules ont une longueur maximale dans les directions x et y et une longueur fixe dans la direction z. Les particules peuvent donc occuper un nombre fini de positions. Le nombre de positions verticales possibles est d'autant plus réduit que Δt est long. L'utilisation de la formulation 1 poserait donc une contrainte supplémentaire au moment d'effectuer des simulations rapides avec un Δt élevé. La formulation 3 permet quant à elle une distribution continue des déplacements de particule. Elle a donc été retenue pour le développement du présent modèle.

Marche aléatoire bornée

Le processus de marche aléatoire décrit ci-haut suppose un domaine infini. Or, en pratique, les contaminants dissous dans l'eau doivent rester à l'intérieur de la section d'écoulement du cours d'eau. Pour éviter cela, le modèle vérifie à chaque pas de temps la position des particules. Lorsqu'un déplacement aléatoire entraîne une particule à l'extérieur du domaine, un nouveau déplacement est généré, et ce jusqu'à ce que la particule demeure dans le domaine.

4.3.6 Module de transport longitudinal

Le transport longitudinal des particules dépend d'un calcul d'advection et résulte d'un déplacement moyen net et d'une dispersion par advection différentielle.

4.3.6.1 Advection longitudinale

À chaque pas de temps, chaque particule est déplacée dans la direction x suivant la vitesse longitudinale de l'écoulement à son point de départ. Ainsi, le déplacement par advection d'une particule est décrit par les équations suivantes.

$$\begin{aligned} \text{à } t=t_0 \quad (x, y, z) &= (x_0, y_0, z_0) \\ \text{à } t=t_0+\Delta t \quad (x, y, z) &= (x_0 + Vx(y_0, z_0) \cdot \Delta t, y_0, z_0) \end{aligned} \quad (\text{eq.4.18})$$

avec

$Vx(y_0, z_0)$ [$\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$] la vitesse de l'écoulement dans la direction longitudinale.

Les mesures de vitesses ponctuelles obtenues à la section 4.2.2 doivent être interpolées pour créer un champ de vitesse continu. La fonction Matlab® « scatterinterpolant » est utilisée pour l'interpolation linéaire par triangulation des données ponctuelles.

Aucun transport par advection n'est considéré dans les directions verticales et transversales. En effet, le canal étant pratiquement rectiligne, on ne devrait pas y observer l'écoulement rotationnel propre aux cours d'eau méandreux. En tout point de la section, les vitesses moyennes en y et en z sont donc considérées nulles (voir section 5.1.2 pour la validation de cette hypothèse). Bien qu'il existe en réalité des courants secondaires causés par les irrégularités du fond, l'effet de ces courants est seulement simulé indirectement par les coefficients de dispersion verticaux et transversaux.

4.3.6.2 Dispersion résultante par advection différentielle dans la direction x

Il a été montré à la section 4.3.5 que le processus de marche aléatoire simulait bien la dispersion dans les directions y et z. Cependant, il reste à démontrer que le couplage des modules de dispersion et du module d'advection reproduit bien la dispersion par advection différentielle dans la direction x. Une simulation numérique est donc conduite pour le module advection/dispersion et l'évolution de la dispersion des particules dans le temps est illustrée par la Figure 4.10.

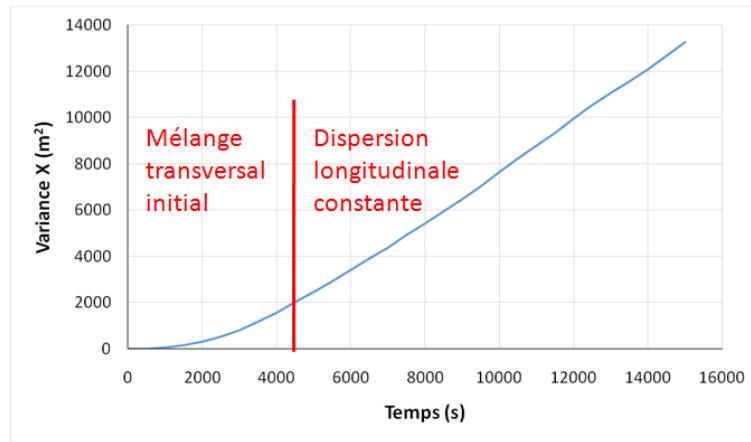


Figure 4.10 : Évolution de la variance sur la position longitudinale des particules

Initialement la variance en x est nulle de même que sa dérivée. En effet, toutes les particules se trouvent au même point et leur vitesse d'advection est donc la même. Le modèle ne simule pas non plus de mécanisme de diffusion fickienne dans la direction x . Ensuite, à mesure que les particules se dispersent transversalement et verticalement la dispersion longitudinale s'accélère. Comme on peut le constater sur la Figure 4.11, l'évolution de la dérivée première de la variance en x suit celle de la variance en y . En effet, plus les particules sont dispersées transversalement, plus les vitesses varient d'une particule à l'autre et donc plus la dispersion dans la direction x est rapide. À partir du moment où les particules sont uniformément réparties transversalement, la dispersion dans la direction x peut être décrite par la deuxième loi de Fick puisque la variance y est alors directement proportionnelle au temps.

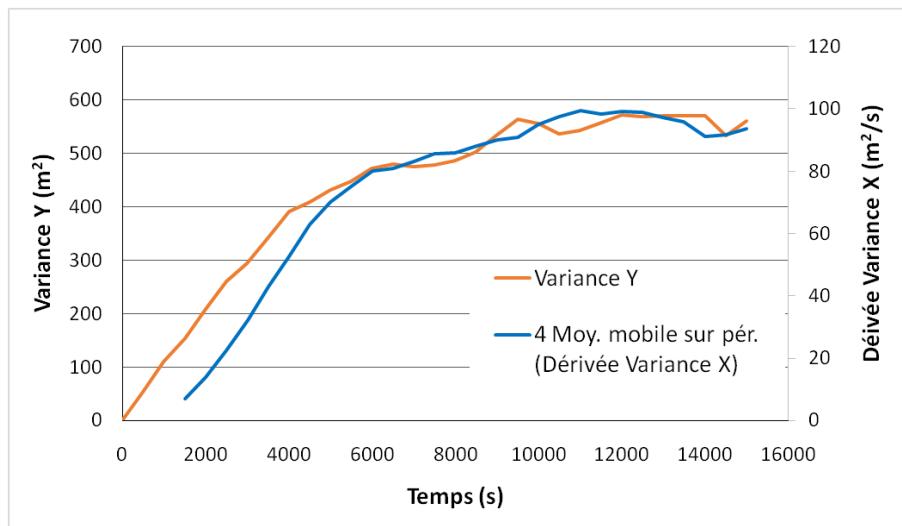


Figure 4.11 : Relation entre le mélange transversal et longitudinal

4.3.7 Choix des coefficients de dispersion pour le canal à l'étude

Le choix d'une formule empirique pour la prédiction des coefficients de dispersion pose certaines difficultés dans le cas pratique étudié. La vitesse moyenne dans le canal est faible (typiquement moins de $5 \text{ cm}\cdot\text{s}^{-1}$) dans les conditions d'opération normales de l'usine de traitement. Or, toutes les études antérieures consultées portent sur des cours d'eau dont la vitesse moyenne est plus élevée. Dans l'ensemble des études citées à la section précédente, les cours d'eau les moins rapides considérés présentaient tout de même des vitesses moyennes d'environ $50 \text{ cm}\cdot\text{s}^{-1}$ soit un ordre de grandeur de plus que le canal qui nous intéresse. Il est risqué d'extrapoler une formule empirique aussi loin en dehors du domaine sur lequel elle a été testée. Dans ce contexte, on ne se basera pas seulement sur les bons résultats des équations empiriques dans des études comparatives publiées, mais aussi sur la méthodologie des auteurs et le sens physique qui peut être attribué aux équations. Les méthodes respectant les principes de l'analyse dimensionnelle seront ainsi préférées à celles qui ne les respectent pas. En effet, ce sont les seules méthodes qui peuvent prétendre à représenter les phénomènes physiques réellement à l'œuvre et donc être extrapolées avec plus de confiance à un cours d'eau de vitesse plus faible.

Parmi les méthodes empiriques disponibles pour estimer K_y , l'équation (eq.2.19) inspirée de Deng et al. (2001) est retenu pour les raisons mentionnées ci-haut et parce qu'elle a permis à ces auteurs d'obtenir un coefficient de régression élevé (0.92) sur un grand nombre de séries de mesure (138). Pour le coefficient de dispersion verticale, l'équation (eq.2.22) d'Elder (1959) sera utilisée.

4.3.7.1 Utilisation des coefficients de dispersion moyens sur la section

Les formules empiriques retenues pour la prédiction de K_y et K_z prédisent des coefficients moyens sur l'ensemble de la section d'écoulement. Plusieurs auteurs (Deng et al., 2001; Lee & Seo, 2013) ont souligné que K_y et K_z variaient à travers la section et ont proposé des méthodes pour estimer des coefficients de dispersion spatialement variés. En effet, la vitesse étant supérieure au centre du canal, la dispersion turbulente y est plus importante. À cela devrait correspondre des coefficients K_y et K_z plus élevés. En pratique, il est cependant difficile de faire varier les coefficients de dispersion dans un modèle de type lagrangien. En effet, si les déplacements aléatoires des particules situées au centre sont calculés avec des coefficients plus élevés, ces déplacements seront plus longs. En contrepartie, les particules situées près des rives là où la vitesse et la turbulence sont faibles subiront des déplacements latéraux et verticaux plus courts. Après plusieurs itérations, il en

résultera qu'une grande partie des particules se retrouveront « piégées » dans les zones d'écoulement à faible vitesse. La vitesse moyenne du nuage de contaminant dans la direction longitudinale sera donc artificiellement ralentie. Ce phénomène purement numérique est évidemment contraire au bon sens physique. L'utilisation de coefficients spatialement variés a donc été abandonnée dans l'élaboration du modèle.

4.3.7.2 Ajustement des coefficients de dispersion au débit

Les coefficients de dispersion ont été calculés en considérant le débit moyen annuel de $6.5 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Il faut cependant les modifier si le débit varie (ex.: purge du canal, variation de la demande, etc.). Les coefficients de dispersion sont proportionnels à la vitesse de cisaillement de l'écoulement qui est proportionnelle à la racine carrée de la pente hydraulique (équation (eq.2.4)). Or, suivant l'équation de Manning pour un écoulement uniforme, la pente hydraulique est elle-même proportionnelle à la vitesse d'écoulement. Si le niveau d'eau est peu affecté par le changement de débit, les coefficients de dispersion sont donc proportionnels au débit. Pour toute simulation où le débit diffère de la valeur de $6.5 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, les valeurs de K_y et K_z sont donc ajustées en proportion du nouveau débit.

4.3.8 Module de dégradation

Plusieurs des contaminants d'intérêt sont sujets à des phénomènes de dégradation. Par exemple, les *E. coli* sont sujets à un certain taux de mortalité. Dans le modèle développé, seules les réactions de dégradation ayant une cinétique d'ordre 1 (taux de dégradation proportionnel à la concentration) peuvent être prises en compte. L'équation différentielle (eq.4.19) décrit une réaction de dégradation d'ordre 1 dans un référentiel eulérien.

$$\frac{dC}{dt} = -k_{\text{deg}} \cdot C \quad (\text{eq.4.19})$$

avec

$C \text{ [mg} \cdot \text{l}^{-1}]$ est la concentration du contaminant dans l'eau

$k_{\text{deg}} \text{ [s}^{-1}]$ est la constante cinétique de dégradation

Pour discréteriser cette équation, on peut réorganiser les termes et intégrer sur un intervalle Δt pour retrouver l'équation (eq.4.20) développée par Hunter (1987).

$$\int_C^{C+\Delta C} \frac{dC}{C} = \int_t^{t+\Delta t} k_{deg} dt$$

$$\ln\left(\frac{C + \Delta C}{C}\right) = k_{deg} \Delta t$$

$$\frac{\Delta C}{C} = 1 - e^{-k_{deg} \Delta t} \quad (eq.4.20)$$

Or, dans un référentiel lagrangien, $\Delta C/C$ correspond à la probabilité de disparition d'une particule durant l'intervalle Δt . Notre modèle applique donc le test suivant à toutes les particules pour chaque pas de temps.

$$si \text{ Rand} < \text{Prob}_{deg} = \frac{\Delta C}{C} = 1 - e^{-k_{deg} \Delta t}$$

alors: retrait de la particule du système (eq.4.21)

avec

Rand : une variable aléatoire de distribution uniforme entre 0 et 1

Des constantes cinétiques de dégradation différentes peuvent être spécifiées selon que la particule de contaminant soit en suspension libre dans l'eau ou qu'elle soit adsorbée à une particule solide.

4.3.9 Module d'adsorption et de désorption

Les mécanismes de sorption à des particules solides peuvent également jouer un rôle important dans le transport des contaminants. En effet, la cinétique de dégradation et la vitesse de décantation sont différentes selon que le contaminant est dissout dans la phase liquide ou adsorbé à la surface d'une particule solide. Il faut donc pouvoir modéliser quelle fraction des contaminants déversés seront adsorbés. L'étude des échanges entre l'eau et les solides se fait souvent par l'utilisation de coefficients de partition ou constantes d'équilibre. Cependant, dans le cas d'un épisode de contamination soudain, il ne suffit pas de connaître les concentrations à l'équilibre, mais bien de déterminer la cinétique des réactions de sorption et de désorption.

Le modèle développé ne permet d'inclure que des réactions de sorption de premier ordre par rapport à la concentration de contaminant dissout. La réaction de désorption est également considérée de

premier ordre par rapport à la concentration de contaminant adsorbé. Les équations gouvernant ce phénomène sont les suivantes.

$$\begin{aligned}\frac{dC_{\text{dissout}}}{dt} &= -k_{\text{sorption}} \cdot C_{\text{dissout}} + k_{\text{désorption}} \cdot C_{\text{adsorbé}} \\ \frac{dC_{\text{adsorbé}}}{dt} &= -k_{\text{désorption}} \cdot C_{\text{adsorbé}} + k_{\text{sorption}} \cdot C_{\text{dissout}}\end{aligned}\quad (\text{eq.4.22})$$

avec

k_{sorption} [s^{-1}] la constante cinétique de sorption des particules dissoutes

$k_{\text{désorption}}$ [s^{-1}] la constante cinétique de désorption des particules adsorbées

De façon analogue aux réactions de dégradation, les réactions de sorption et de désorption sont traitées de façon stochastique dans un modèle lagrangien. Ainsi, l'équation (eq.4.23) définit une probabilité de sorption pour les particules dissoutes et de désorption pour les particules adsorbées. L'état de chaque particule est gardé en mémoire par une étiquette « adsorbée » qui prend la valeur 1 lorsque la particule est liée à de la matière solide et 0 lorsqu'elle est dissoute.

$$\begin{aligned}\text{Prob}_{\text{désorption}} &= 1 - e^{-k_{\text{désorption}} \Delta t} \\ \text{Prob}_{\text{sorption}} &= 1 - e^{-k_{\text{sorption}} \Delta t}\end{aligned}\quad (\text{eq.4.23})$$

Pour s'assurer que le traitement stochastique des réactions de sorption est équivalent au traitement eulérien conventionnel, on peut réaliser une simulation numérique. Ainsi, le module de sorption/désorption a été utilisé pour simuler le sort de 100 particules de contaminant durant 100 secondes. Des constantes cinétiques fictives de 0.1s^{-1} et 0.01s^{-1} ont été respectivement posées pour la sorption et la désorption. Par ailleurs les équations couplées (eq.4.22) ont été résolues numériquement. La Figure 4.12 ci-dessous montre bien que les deux méthodes donnent des résultats équivalents. Dans les deux cas, la proportion de particules adsorbées tend vers un équilibre donné par l'équation (eq.4.24).

$$K_{\text{équilibre}} = \frac{k_{\text{sorption}}}{(k_{\text{sorption}} + k_{\text{desorption}})} = \frac{0.01}{0.11} = 0.90\quad (\text{eq.4.24})$$

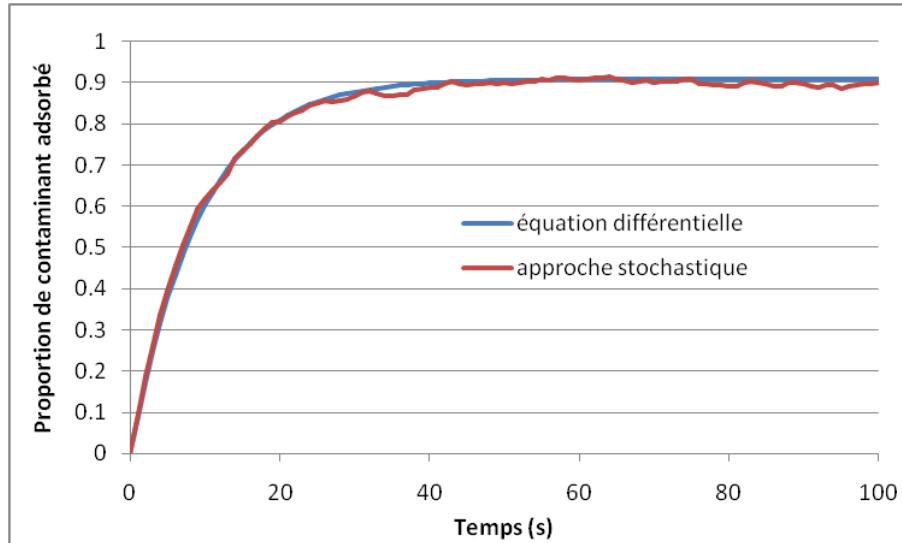


Figure 4.12 : Cinétique de sorption/désorption

La sorption des contaminants aux sédiments du fond du cours d'eau est plus difficile à modéliser. Il faut en effet définir une certaine profondeur de sédiments qui seront considérés en contact direct avec l'eau. Une surface spécifique de contact entre l'eau et les sédiments doit également être estimée (Periáñez et al., 1996). Ce processus de sorption au fond ne peut donc pas être traité dans notre modèle ce qui en constitue certainement une limite lorsqu'on souhaite l'appliquer à un contaminant présentant un fort coefficient de partition aux sédiments.

4.3.10 Module de décantation

Un mécanisme potentiellement important de retrait des contaminants de la colonne d'eau est la décantation au fond du canal. Les contaminants, lorsqu'ils sont adsorbés aux matières solides en suspension, décantent au même rythme que ces particules solides. Le modèle développé prend en compte la décantation de la façon suivante. Tel que mentionné à la section 4.3.9, une étiquette est apposée aux particules adsorbées à de la matière en suspension. C'est particules marquées « adsorbées » subissent en plus des déplacements de dispersion et d'advection, un déplacement de décantation qui modifie la hauteur de la particule selon l'équation (eq.4.25).

$$z = z_0 - V_{chute} \cdot \Delta t \quad (\text{eq.4.25})$$

avec

V_{chute} [$\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$] la vitesse de décantation des particules solides

Suite à ce mouvement de décantation, si la hauteur z de la particule est inférieure au niveau du fond du canal à cet endroit, la particule solide est retirée du système ainsi que la particule de contaminant qui y est adsorbée.

Une bonne modélisation du mécanisme de décantation nécessite une estimation suffisamment précise de la vitesse de décantation des particules solides présentes dans le cours d'eau. On s'intéresse ici à deux types de particules soit les particules naturellement en suspension dans le canal et qui proviennent de son affluent ainsi que les particules qui seraient remises en suspension depuis les sédiments du fond.

4.3.10.1 Particules naturellement présentes en suspension

Calcul de la vitesse de chute

C'est la vitesse de chute des particules naturellement présente dans le canal qui sera utilisée pour le calcul de décantation des *E. coli* dans le scénario de contamination par des eaux usées. En réalité, seule une fraction des microorganismes se trouverait attaché à la MES naturelle du canal alors qu'une autre fraction resterait attachée à la MES présente dans les eaux usées. Ne disposant pas des informations nécessaires pour déterminer la vitesse de décantation de la MES des eaux usées, la vitesse de décantation de la MES du canal sera appliquée à tous les *E. coli* attachés. Pour le canal à l'étude, des données historiques de turbidité sont disponibles à l'amont ainsi qu'à l'aval. Il est donc possible de comparer les concentrations de matière en suspension (MES) à l'amont et à l'aval et de déterminer une vitesse de décantation moyenne correspondante. Pour ce faire, on considère un volume de contrôle tel qu'illustré à la Figure 4.13. En posant comme hypothèse qu'il existe une vitesse de décantation unique pour toute la MES et que la MES est bien mélangée sur toute la hauteur de la colonne d'eau (validation de cette hypothèse à la section suivante), on peut écrire l'équation différentielle (eq.4.26).

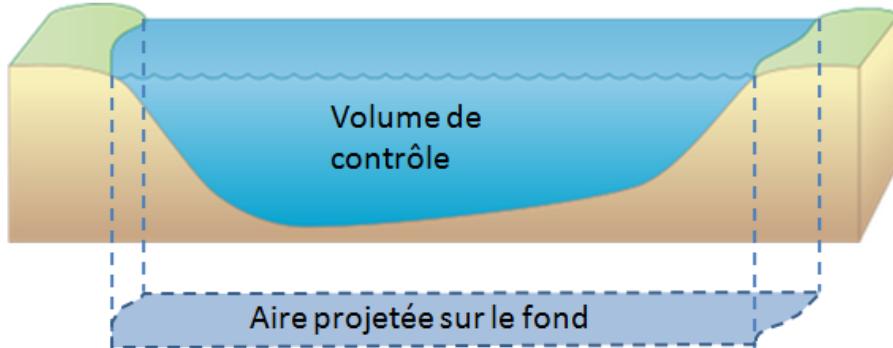


Figure 4.13 : Volume de contrôle pour vitesse de décantation

$$\frac{dC_{MES}}{dt} = -\frac{C_{MES}}{Vol} \cdot V_{chute} \cdot A_{fond}$$

$$\frac{dC_{MES}}{dt} = -\frac{C_{MES}}{H_{moyen}} \cdot V_{chute} \quad (eq.4.26)$$

avec

V_{chute} [$m \cdot s^{-1}$] la vitesse de décantation de la matière en suspension

C_{MES} [$g \cdot m^{-3}$] la concentration de MES

Vol [m^3] le volume de contrôle considéré

A_{fond} [m^2] l'aire projetée sur le fond du volume de contrôle considéré

H_{moyen} [m] la profondeur moyenne d'eau sur le volume de contrôle considéré

Par intégration directe de (eq.4.26), on obtient (eq.4.27):

$$\int_{C_{MES,0}}^{C_{MES,t}} \frac{dC_{MES}}{C_{MES}} = \int_0^t -\frac{dt}{H_{moyen}} \cdot V_{chute}$$

$$\ln\left(\frac{C_{MES,t}}{C_{MES,0}}\right) = -\frac{t}{H_{moyen}} \cdot V_{chute} \quad (eq.4.27)$$

Nous ne disposons pas de données continues de concentration de MES le long du canal à l'étude, heureusement, un lien de proportionnalité directe a été établi entre la turbidité de l'eau et sa concentration en MES lors d'une étude précédente sur le canal (Guérineau, 2013). Bien que cette relation ait été établie avec des sédiments mécaniquement remis en suspension et non les particules naturellement en suspension dans le canal il semble raisonnable d'étendre la conclusion à la MES

naturelle puisque c'est cette dernière qui a engendré la déposition même des sédiments. L'équation (eq.4.27) devient donc:

$$\ln\left(\frac{Tb_t}{Tb_0}\right) = -\frac{t}{H_{moyen}} \times V_{chute} \quad (\text{eq.4.28})$$

avec

Tb [UTN] la turbidité de l'eau du canal

Enfin, même si l'équation (eq.4.28) a été développée pour un problème dynamique dans un volume d'eau fixe, il est possible de l'appliquer à deux points d'un cours d'eau à condition que le problème soit étudié à l'état permanent et qu'il n'y ait aucun apport de turbidité le long du cours d'eau. Ces hypothèses sont réalistes pour le cas à l'étude puisque le canal n'a pas d'affluent entre les deux usines et on peut écrire l'équation (eq.4.29).

$$\ln\left(\frac{\text{Tur}_{aval}}{\text{Tur}_{amont}}\right) = -\frac{t_{parcours}}{H_{moyen}} \times V_{chute} \quad (\text{eq.4.29})$$

Des mesures effectuées quotidiennement entre 2008 et 2012 aux deux usines situées à l'amont et à l'aval ont donné les résultats suivants (Guérineau, 2013).

Tableau 4.4 : Mesures de turbidité aux usines de traitement

Turbidité amont	1.9 UTN
Turbidité aval	1.1 UTN
Ratio aval/amont	0.58

Le temps de parcours moyen calculé à partir de la vitesse moyenne et de la distance séparant les deux usines a été estimé à 48.8 h. La profondeur moyenne utilisée est celle calculée pour la section 1 soit 3.21 m. En introduisant ces valeurs dans l'équation (eq.4.29), on obtient une vitesse de décantation de $1 \cdot 10^{-5} \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$.

Hypothèse de mélange vertical complet

Il reste à vérifier si l'hypothèse de mélange vertical complet est réaliste. Pour ce faire, on peut comparer les ordres de grandeur des déplacements verticaux engendrés par les turbulences de l'écoulement et les déplacements engendrés par la décantation. L'ordre de grandeur des déplacements turbulents est donné par l'équation (eq.4.10) alors que les déplacements de

décantation sont donnés par l'équation (eq.4.25). Considérons des valeurs réalistes de $0.01 \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$ pour le coefficient de dispersion turbulente verticale et de 10 s pour la durée d'un pas de temps de même que l'approximation de $1 \cdot 10^{-5} \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ pour la vitesse de décantation. L'ordre de grandeur pour les déplacements de dispersion est alors de 0.45 m et il est de 10^{-5} m pour la décantation. Cette simple comparaison permet de valider l'hypothèse de mélange vertical complet utilisée dans la détermination de la vitesse de décantation.

Test du module de décantation

Pour se convaincre de la bonne performance du module de décantation, il est également possible d'effectuer une simulation numérique. Pour se faire, les conditions de décantation de la matière solide naturellement présente dans le canal ont été reproduites dans le modèle. Une source continue arbitraire de $5 \text{ mg} \cdot \text{s}^{-1}$ d'un contaminant totalement adsorbé et mélangé à travers la section a été introduite à l'entrée du canal et une vitesse de chute de $1 \cdot 10^{-5} \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ a été appliquée. La Figure 4.14 et le Tableau 4.5 montre les variations de concentration le long du canal. On remarque que le ratio de concentration simulé de 0.59 est très près du ratio de turbidité mesuré de 0.58 au Tableau 4.4.

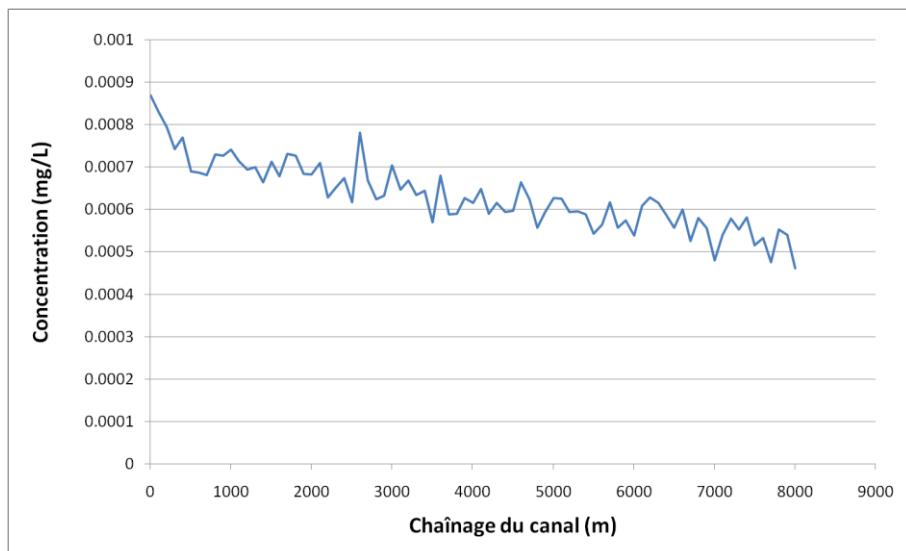


Figure 4.14 : Test numérique de décantation

Tableau 4.5 : Concentration de MES simulées à l'état permanent

Concentration amont	0.00091 mg/l
Concentration aval	0.00053 mg/l
Ratio aval/amont	0.59

Estimation de l'importance de l'adsorption pour le benzène

Dans le canal à l'étude, la faible concentration de matière en suspension laisse supposer que la décantation des contaminants adsorbés n'est peut-être pas un processus significatif pour le benzène (l'un des principaux contaminants d'intérêt). Une estimation de la fraction de benzène adsorbé à la MES a donc été réalisée. Faute d'avoir pu obtenir des constantes cinétiques de sorption dans la littérature, cette estimation se base sur une constante de partition octanol-eau (eq.4.30) tirée de Lide (2004). De cette constante de partition octanol-eau, on déduit une constante de partition carbone organique-eau selon la relation (eq.4.31) (European Comission, 1996). On pose ensuite de façon très conservatrice que tous les solides en suspension sont composés de matière organique ce qui n'est évidemment pas le cas en réalité. Une masse volumique réaliste de 1300 kg/m^3 est considérée pour la matière organique afin de transformer la constante carbone organique-eau en dans des unités de masse (eq.4.32). On obtient la concentration de MES à partir de la turbidité moyenne annuelle à l'amont du canal, et de la relation (eq.4.33) établie par Guérineau (2013) pour les sédiments de ce canal. À l'équilibre, la fraction de benzène adsorbé à la MES calculée en (eq.4.34) est négligeable. De plus, un maximum de 40% du benzène adsorbé serait décanté sur toute la longueur du canal (Tableau 4.4). Enfin cette conclusion demeurerait valide si l'on considérait la cinétique d'adsorption puisque la fraction adsorbée resterait inférieure à la fraction à l'équilibre. Il n'apparaît donc pas utile de modéliser ce processus d'enlèvement pour ce contaminant.

$$\log(K_{OW}) = 2.13 \quad (\text{eq.4.30})$$

avec

K_{OW} [$(\text{kg} \cdot \text{m}^{-3} \text{ oct})/(\text{kg} \cdot \text{m}^{-3} \text{ eau})$] le coefficient de partition octanol-eau du benzène

$$\log(K_{OC}) = 0.8 \cdot \log(K_{OW}) + 0.1$$

$$K_{OC} = 68.12 \quad (\text{eq.4.31})$$

avec

K_{OC} [$(\text{kg} \cdot \text{m}^{-3} \text{ oct})/(\text{kg} \cdot \text{m}^{-3} \text{ eau})$] le coefficient de partition carbone organique-eau du benzène

$$K_D = \frac{f_{OC} \cdot K_{OC}}{MV}$$

$$K_D = \frac{1 \cdot 88.11}{1300} = 0.0514 \quad (\text{eq.4.32})$$

avec

K_D [$\text{kg} \cdot \text{kg}^{-1}_{\text{MES}} / (\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}_{\text{eau}})$] le coefficient de partition MES-eau du benzène

$$C_{MES} = Tb \cdot \frac{1.9}{1000}$$

$$C_{MES} = 1.9 \cdot \frac{1.9}{1000} = 0.00361 \quad (\text{eq.4.33})$$

avec

C_{MES} [$\text{kg}_{\text{MES}} \cdot \text{m}^{-3}_{\text{eau}}$] la concentration de MES

$$F_{\text{adsorbé}} = C_{MES} \cdot K_D$$

$$F_{\text{adsorbé}} = 0.00361 \cdot 0.0414 = 0.019\% \quad (\text{eq.4.34})$$

avec

$f_{\text{adsorbé}}$ [$\text{kg}_{\text{benzène-adsorbé}} \cdot \text{kg}^{-1}_{\text{benzène-dissout}}$] la fraction à l'équilibre de benzène adsorbé à la MES

4.3.10.2 Sédiments remis en suspension

Pour un scénario de contamination par remise en suspension des sédiments du fond suite à un glissement de terrain, il est nécessaire de déterminer la vitesse de déposition des particules composant les sédiments. Ces particules ne sont pas de taille uniforme et l'utilisation d'une vitesse moyenne de déposition apparaît dès lors peu appropriée. Il est ainsi nécessaire d'attribuer à chaque particule une vitesse de décantation correspondant à sa taille. Entre autres analyses des sédiments du canal réalisées par Guérineau (2013), la distribution des tailles de particules présentes dans l'eau après remise en suspension d'un échantillon de sédiment a été déterminée. Les mêmes auteurs ont ensuite séparé l'ensemble des particules de sédiments en classes de diamètre et attribué à chaque classe une vitesse de déposition selon l'équation (eq.4.35).

$$V_{\text{chute}} = \frac{g * (\rho_s - \rho_w) * d^2}{18 * \eta_w} \quad (\text{eq.4.35})$$

avec

g [$\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$] l'accélération gravitationnelle

d [m] le diamètre d'une particule

ρ_s [$\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$] la masse volumique de la particule solide

ρ_w [$\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$] la masse volumique de l'eau

η_w [Pa·s⁻¹] la viscosité dynamique de l'eau

Pour l'utilisation dans le modèle lagrangien de transport de contaminant, il est nécessaire d'attribuer une vitesse de chute non pas à une particule de solide en suspension, mais à une particule de contaminant. Pour ce faire, chaque particule de contaminant adsorbée se voit couplée à une particule de solide dont le diamètre est une variable aléatoire. La fonction de probabilité de cette variable aléatoire dépend évidemment de la courbe granulométrique des sédiments, mais également de la surface spécifique des particules solides en suspension. En effet, l'adsorption étant gouvernée par des réactions de surface (Somasundaran, 2006), il est normal que la probabilité d'adsorption soit proportionnelle à la superficie de solide en contact avec l'eau. En faisant l'hypothèse d'une forme sphérique pour les particules, on peut calculer leur surface. La Figure 4.15 illustre la distribution du nombre de particules et de leur surface totale selon leur diamètre. On y constate que la courbe représentant le cumul des surfaces se situe sous la courbe du nombre de particules puisque les plus petites particules, même si présentes en grand nombre, cumulent une surface de contact moindre.

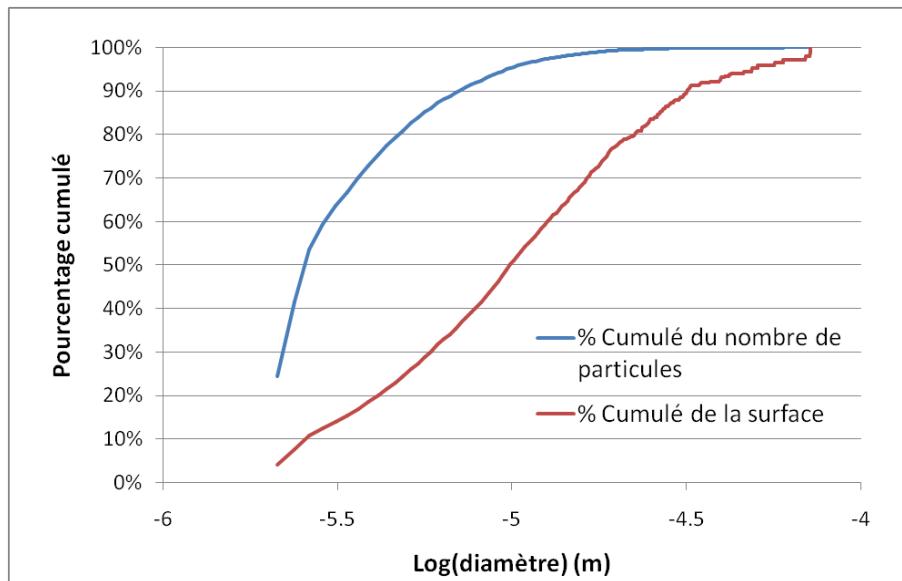


Figure 4.15 : Nombre et surface des particules selon leur diamètre

En prenant la courbe « % cumulé de la surface » à la Figure 4.15 et en remplaçant les valeurs en abscisse dans l'équation (eq.4.35), on obtient la distribution de la vitesse de chute des particules de contaminant illustrée à la Figure 4.16.

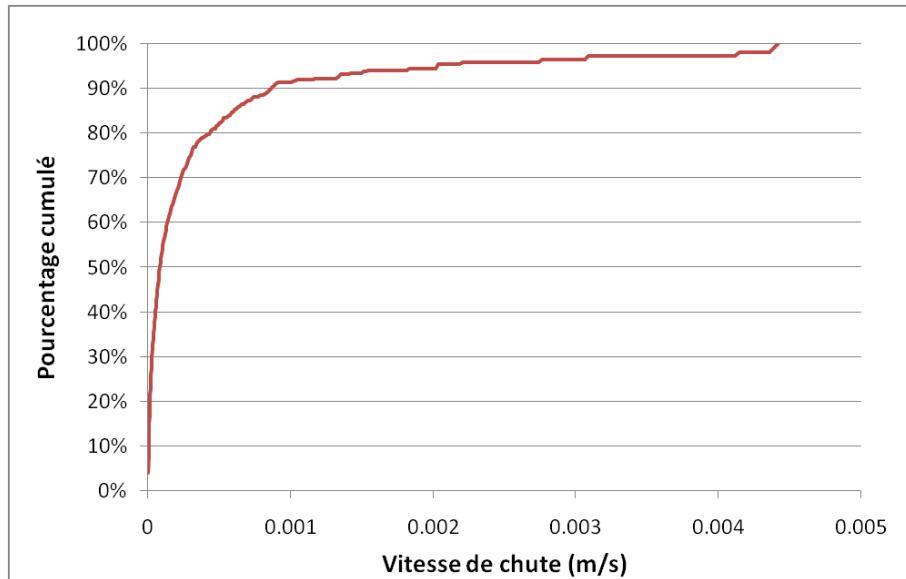


Figure 4.16 : Distribution des vitesses de chute

Pour chaque particule, un nombre aléatoire est donc généré qui correspond au pourcentage cumulé de la surface totale des particules. À ce pourcentage correspond un diamètre qui sert à calculer la vitesse de chute de la particule.

La méthodologie ci-dessus ne tient pas compte des métaux dissous ou adsorbés à des particules colloïdales. En pratique, cette fraction des métaux n'est pas soumise au processus de décantation. Des données sur les fractions de métaux colloïdaux et dissous sont disponibles dans des études précédentes (Guérineau, 2013). La limite de taille pour les colloïdes y est fixée à 10 microns. Les résultats de ces études préalables sont résumés au Tableau 4.6.

Tableau 4.6 : Teneur des sédiments en métaux et fractions dissoutes (Guérineau, 2013)

Paramètres sanitaires	Métaux	Norme en eau potable	Concentrations dans les sédiments	Concentrations des métaux dans l'eau de mélange à 1 g/L et 1 h (MES = 213 mg/L)		
				<0,45µm	<10µm	Non filtré
Unité	mg/l	mg/kg	µg/l			
Paramètres sanitaires	Argent	0,1	<LD	0,25	0,57	0,92
	Arsenic	0,01	6,5	0,46	0,71	0,83
	Baryum	1	117	7,5	23,0	44,1
	Béryllium	0,004	<LD	0,04	0,12	0,22
	Bore	5	62	NA	NA	NA
	Cadmium	0,005	1,4	0,07	0,13	0,28

Tableau 4.6 : Teneur des sédiments en métaux et fractions dissoutes (suite)

Paramètres sanitaires	Chrome	0,05	47	1,3	6,9	12,3
	Cuivre	1	63	6,1	14,5	17,2
	Mercure	0,001	0,481	NA	NA	NA
	Plomb	0,01	48	2,74	4,84	9,67
	Sélénium	0,01	<LD	0,13	0,17	0,28
	Thallium	0,002	<LD	0,01	0,03	0,05
	Uranium	0,02	<LD	0,06	0,11	0,22
Paramètres esthétiques	Aluminium	0,05	15100	402	2848	5473
	Fer	0,3	29200	449	2628	5192
	Manganèse	0,05	454	13,2	41,0	81,9
	Sodium	200	464	143	511	777
	Zinc	5,0	289	14,3	33,3	54,2

Pour modéliser le sort des métaux suite à un glissement de terrain à l'aide du modèle développé, on procède donc à deux simulations. L'une y est réalisée en considérant que toutes les particules sont adsorbées et en utilisant les courbes granulométriques de la Figure 4.15 tronquées à 10 microns. L'autre est réalisée en omettant complètement le processus de décantation. Enfin, la solution finale est obtenue par combinaison linéaire des deux solutions en fonction des pourcentages respectifs de métaux dissous et adsorbés.

4.3.11 Modélisation d'un contaminant flottant (essence)

Pour le cas d'un déversement d'essence, le modèle doit être adapté en permettant de suivre le contaminant d'intérêt (ici le benzène) dans deux phases distinctes soit la phase d'essence flottant à la surface de l'eau et la phase aqueuse dans laquelle le benzène peut se dissoudre. Quatre processus distincts ont été identifiés pour décrire le devenir du benzène provenant d'un déversement d'essence soit:

- Le transport de la phase d'essence flottante
- Le transport sous la phase aqueuse.
- La dissolution
- L'évaporation

Les sections suivantes décrivent le traitement de ces processus dans le modèle numérique développé.

4.3.11.1 Transport sous la phase flottante et étalement de la nappe

La modélisation du transport de l'essence flottant à la surface doit remplir deux objectifs. L'un est de suivre le mouvement d'advection qui déplace la nappe flottante vers l'aval. L'autre est de suivre l'accroissement de l'aire de la nappe d'essence dans le temps. L'aire de la nappe d'essence est en effet nécessaire au calcul des cinétiques d'évaporation et de dissolution (sections 4.3.11.2 et 4.3.11.3). En plus des mécanismes de dispersion turbulente et d'advection différentielle, l'étalement de la nappe sous l'effet de son poids propre doit être étudié.

Dispersion turbulente et advection différentielle

Dans le modèle, les particules marquées comme appartenant à la phase flottante ne subissent aucun mouvement vertical. En maintenant une coordonnée $z=0$, ces particules sont ainsi soumises aux courants d'advection présents en surface. Les vitesses d'écoulement étant plus élevées à la surface d'un cours d'eau, les particules de contaminant présentes dans la phase flottante tendent donc à se déplacer plus rapidement vers l'aval ainsi qu'à se disperser plus rapidement. Cette dispersion tend également à accroître l'aire de la nappe d'essence. Le principal défi de modélisation consiste à passer des positions individuelles des particules lagrangiennes flottantes à la superficie de l'ensemble de la nappe. Pour ce faire, les écarts-types sont d'abord calculés sur les positions x et y des particules flottantes. Si les positions des particules suivent une distribution normale (ce qui est attendu pour un processus de marche aléatoire en vertu du théorème central limite), 95% des valeurs devraient être comprises dans un intervalle correspondant à 1.96 fois l'écart-type de part et d'autre de la moyenne. On pose comme hypothèse que la nappe d'essence prend la forme d'une ellipse dont les directions principales sont x et y et dont l'aire est calculée selon l'équation (eq.4.36).

$$A_{nappe} = \pi \cdot 1.96\sigma_x \cdot 1.96\sigma_y \quad (\text{eq.4.36})$$

avec

A_{nappe} [m²] la surface de la nappe d'essence

σ_x [m] l'écart-type sur les positions longitudinales des particules

σ_y [m] l'écart-type sur les positions transversales des particules

La Figure 4.17 illustre l'évolution de la dispersion des particules ainsi que la superficie de la nappe suite à un déversement ponctuel d'un contaminant flottant. On y remarque un bon ajustement visuel entre l'ellipse définie par l'équation (eq.4.36) et le nuage de particules.

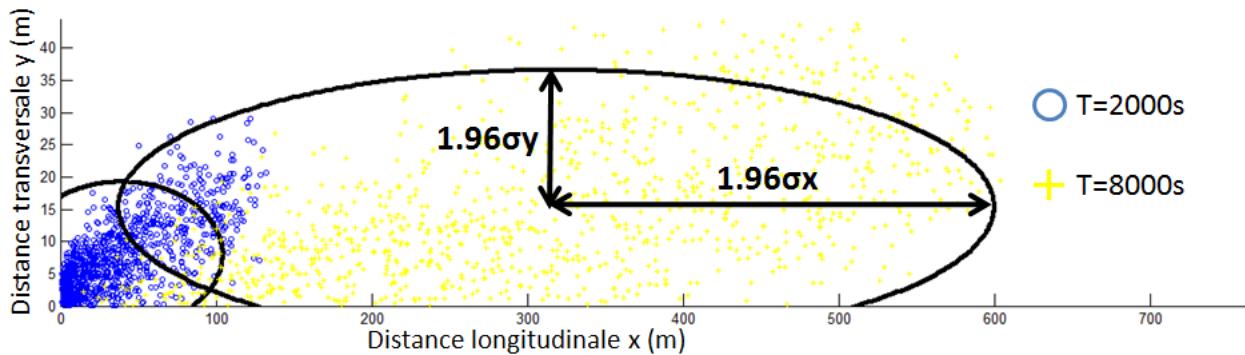


Figure 4.17 : Dimensions d'une nappe flottante de forme elliptique

Pour que la représentation physique du phénomène soit adéquate, la superficie de la nappe doit être indépendante du nombre de particules lagrangiennes utilisées pour représenter le déversement. La Figure 4.18 montre les résultats d'une simulation numérique avec différents nombres de particules qui permet de s'en assurer.

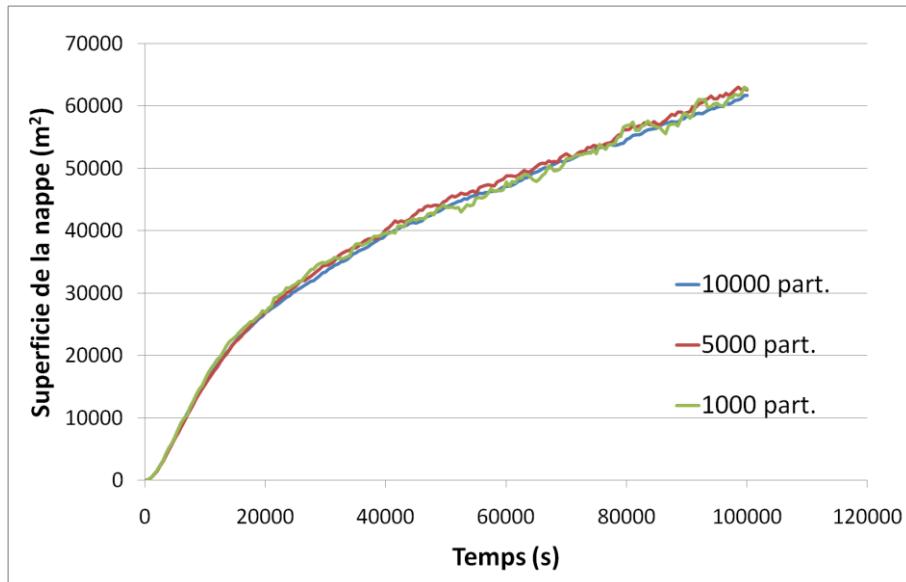


Figure 4.18 : Indépendance de la superficie face au nombre de particules

Étalement de la nappe d'essence sous son poids propre

Même en eau stagnante, la superficie d'une nappe d'essence aura tendance à s'accroître sous l'effet de la gravité et des tensions superficielles. Dans les premiers moments suivant le déversement, c'est la gravité qui domine ce processus d'étalement et l'équation (eq.4.37) a été proposée par Goeury et al. (2014) pour décrire l'évolution de la superficie d'une nappe d'hydrocarbure.

$$A_{nappe} = \left(\frac{27\pi}{2} \cdot \frac{Vol_g^3}{v} \cdot \frac{(\rho_w - \rho_g)}{\rho_w} g \cdot t \right) \quad (\text{eq.4.37})$$

avec

Vol_g [m³] le volume d'essence flottant à la surface

v_g [m²s⁻¹] la viscosité cinématique de l'essence

ρ_w [kg·m⁻³] la masse volumique de l'eau

ρ_g [kg·m⁻³] la masse volumique de l'essence

Des valeurs réalistes pour l'essence de $\rho_g = 700$ kg·m⁻³ et $v_g = 2.92 \times 10^{-7}$ m²·s⁻¹ ont été utilisées pour calculer l'étalement de différents volumes d'essence. Comme le montre la Figure 4.19, même pour un volume important de 500 litres, le module de dispersion-advection simule une superficie de nappe bien supérieure à celle prédicta par l'équation (eq.4.37). Ces estimations nous permettent de conclure que l'étalement d'une nappe d'essence sous l'effet de la gravité devient rapidement négligeable en regard des mécanismes d'advection-dispersion et n'a donc pas à être pris en compte dans le cadre de l'application de notre modèle à un cours d'eau turbulent.

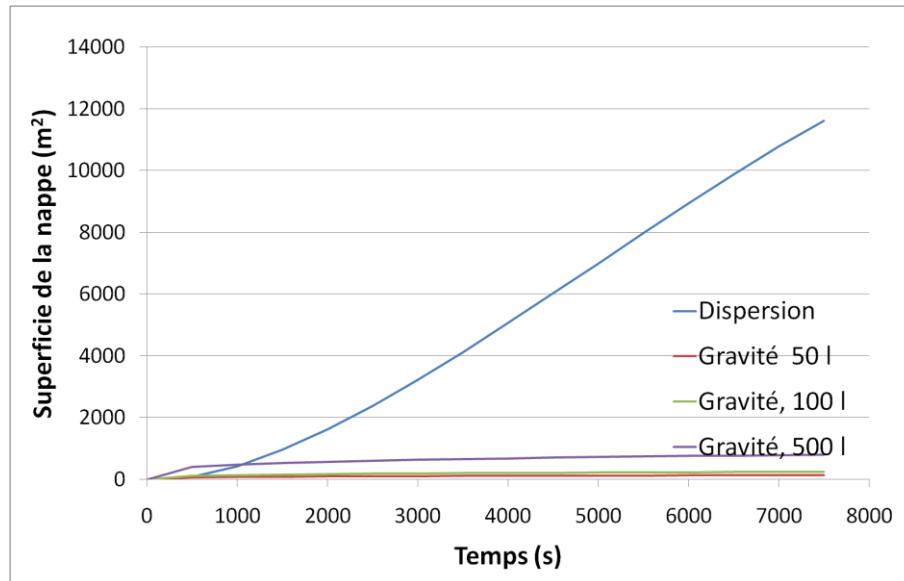


Figure 4.19 : Comparaison entre dispersion turbulente et étalement gravitaire

Épaisseur minimale de la nappe

Une inquiétude soulevée par l'utilisation d'un algorithme de calcul ne prenant pas en compte le volume total déversé est que la superficie de la nappe puisse croître sans arrêt jusqu'à atteindre une valeur irréalistique correspondant à une épaisseur plus faible que celle physiquement possible. À des

fins de vérification, l'épaisseur de la nappe a été calculée en considérant un déversement de 100 litres ainsi que les résultats de dispersion en surface présentés à la Figure 4.19. Pour le scénario test étudié, l'épaisseur calculée de la nappe flottante restait supérieure à 1 μm pour des temps de simulation allant jusqu'à 24h. Or, certains auteurs rapportent avoir mesuré des films d'essence dont l'épaisseur était inférieure à 1 μm (Fingas, 2012). Dans le cadre des scénarios étudiés, l'épaisseur minimale possible du film d'essence ne semble donc pas être un facteur limitant dans l'étalement de la nappe et n'a pas à être prise en compte. Dans tous les cas, avant d'atteindre son épaisseur minimale, il est attendu que la majeure fraction des constituants relativement solubles de l'essence comme le benzène auront déjà migré vers la colonne d'eau ou se seront évaporés.

4.3.11.2 Évaporation

Évaporation du benzène depuis la nappe d'essence flottante

La modélisation de l'évaporation du benzène depuis l'essence s'inspire de la méthode développée par Mackay & Wesenbeeck (2014). Ces derniers ont déterminé pour plusieurs substances pures des taux d'évaporation contrôlés par la couche limite d'air. Ils ont établi une corrélation linéaire entre le flux massique et les deux paramètres que sont la masse molaire de la substance et sa pression de vapeur. Pour le benzène le ratio de proportionnalité obtenu est de $3.653 \cdot 10^{-7}$ et la masse molaire du benzène pur est de $0.07811 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$.

$$E_{\text{masse}} = 3.653 \cdot 10^{-7} \cdot PV \cdot M$$

$$\frac{d\text{Masse}_b}{dt} = 2.853 \cdot 10^{-8} \cdot PV \cdot A_{\text{nappe}} \quad (\text{eq.4.38})$$

avec

$3.653 \cdot 10^{-7} [\text{kg} \cdot \text{Pa}^{-1} \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{m}^{-2}]$ une constante empirique

E_{masse} [$\text{kg} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{s}^{-1}$] le taux massique d'évaporation

M [$\text{kg} \cdot \text{mol}^{-1}$] la masse molaire du benzène

PV [Pa] la pression de vapeur du benzène

Masse_b [kg] la masse totale de benzène dans l'essence

L'équation (eq.4.38) a été développée pour une substance pure. Néanmoins, il est possible de l'appliquer à un mélange de substances en s'appuyant sur la loi de Raoult qui stipule que la pression

partielle exercée par une substance dans un mélange est proportionnelle à la fraction molaire de cette substance. Les conditions d'application de la loi de Raoult supposent un mélange idéal ou les interactions entre les molécules des différentes substances sont les mêmes que celles qui existeraient entre les molécules des substances pures. Cette hypothèse semble raisonnable pour le benzène puisque le coefficient d'activité du benzène dans l'essence est près de 1 (Lekmine et al., 2014). En se basant sur les masses molaires du benzène et des constituants de l'essence et en considérant que le benzène ne représente qu'une petite fraction du mélange, on peut établir un ratio de 1.2 entre les fractions molaire et massique du benzène dans l'essence.

$$\frac{dMasse_b}{dt} = 2.853 \cdot 10^{-8} \cdot PV \cdot F_{mol} \cdot A_{nappe}$$

$$\frac{dMasse_b}{dt} = 3.424 \cdot 10^{-8} \cdot PV \cdot F_{masse} \cdot A_{nappe} \quad (\text{eq.4.39})$$

avec

F_{mol} [mol_b/mol_g] la fraction molaire de benzène dans l'essence

F_{masse} [kg_b/kg_g] la fraction massique de benzène dans l'essence

La fraction massique du benzène dans l'essence n'est pas constante puisqu'elle varie justement avec l'évaporation du benzène. L'Équation différentielle (eq.4.40) peut donc être posée.

$$\frac{dF_{masse}}{dt} = \frac{dMasse_b}{dt} \cdot \frac{1}{Masse_{essence}} \quad (\text{eq.4.40})$$

En substituant l'équation (eq.4.39) dans l'équation (eq.4.40), on obtient l'équation différentielle (eq.4.41) d'ordre 1. Cette équation peut être traduite en une probabilité d'évaporation de chaque particule lagrangienne de benzène comprise dans la phase d'essence à chaque pas de temps. Les particules évaporées sont simplement retirées des calculs et aucun suivi des concentrations dans l'air n'est effectué.

$$\frac{dF_{masse}}{dt} = \frac{3.424 \cdot 10^{-8} \cdot PV \cdot A_{nappe}}{Masse_b} \cdot F_{masse} \quad (\text{eq.4.41})$$

$$\text{Si } Rand < Prob_{\text{évac},b,g} = \frac{\Delta F_{masse}}{F_{masse}} = 1 - e^{-k_{\text{évac},b,g} \Delta t} \quad (\text{eq.4.42})$$

Alors évaporation de la particule de benzène

$$\text{Où } k_{\text{évac},b,g} = \frac{3.424 \cdot 10^{-8} \cdot P \cdot A_{\text{nappe}}}{\text{Masse}_b}$$

avec

$k_{\text{évap,b,g}}$ [s^{-1}] la constante cinétique d'évaporation du benzène depuis l'essence vers l'air

Dans le modèle, la pression de vapeur du benzène pur est également exprimée en fonction de la température selon l'équation (eq.4.43) de Wilhoit & Zwolinski(1971) rapportée par Mackay et al. (2006).

$$PV = 133.32 \cdot 10^{6.90565 - \frac{1211.033}{220.79 + T}} \quad (\text{eq.4.43})$$

Évaporation du benzène depuis la phase aqueuse

Même une fois que le benzène a migré depuis l'essence vers l'eau, il continue de s'évaporer vers l'atmosphère. Le taux d'évaporation depuis l'eau n'est pas le même que pour une substance pure et la loi de Raoult ne peut pas être appliquée puisque la solution eau-benzène est loin d'être une solution idéale. Mackay & Leinonen (1975) ont calculé des constantes d'évaporation pour le benzène dissout qui tiennent compte du coefficient d'activité du benzène dissout. Pour un cours d'eau d'une profondeur de 1 m, les temps de demi-vie calculés par ces auteurs sont de 4.81 h à 25°C et de 5.03 h à 10 °C. Dans notre modèle, la demi-vie est obtenue par interpolation linéaire entre ces deux valeurs en fonction de la température spécifiée par l'utilisateur. Une constante cinétique de premier ordre et une probabilité d'évaporation sont ensuite calculées selon l'équation (eq.4.45). Pour demeurer cohérent avec les hypothèses avec lesquelles furent développées les constantes d'évaporation de Mackay & Leinonen (1975), seules les particules lagrangiennes se situant à moins de 1 m de profondeur sont soumises à la probabilité d'évaporation.

Si $0 \geq z \geq -1$

Et si $Rand < P_{\text{évap},b,w} = 1 - e^{-k_{\text{évap},b,w}\Delta t}$

Alors évaporation de la particule de benzène

Avec $k_{\text{évap},b,w} = \frac{\ln(2)}{t_{1/2}}$ (eq.4.44)

avec

$k_{\text{evap},b,w}$ [s^{-1}] la constante cinétique d'évaporation du benzène depuis l'eau

$t_{1/2}$ [s] le temps de demi-vie d'évaporation du benzène depuis l'eau

4.3.11.3 Dissolution

L'approche retenue pour modéliser la dissolution du benzène depuis l'essence vers l'eau du canal est inspirée des travaux de Ghoshal et al. (2004). Ces derniers ont effectué une expérience où l'évolution de la concentration de benzène était mesurée dans un volume d'eau en contact avec de l'essence. Dans leur rapport, les auteurs décrivent le bilan massique de benzène dans l'eau par l'équation différentielle (eq.4.45).

$$\frac{dC_{b,w}}{dt} = \frac{A_{\text{nappe}}}{Vol_w} K_{g-w} \left(\frac{C_{b,g}}{P_{g/w}} - C_{b,w} \right) \quad (\text{eq.4.45})$$

Avec

$C_{b,w}$ [$\text{mg} \cdot \text{m}^{-3}$] la concentration de benzène dans l'eau

$C_{b,g}$ [$\text{mg} \cdot \text{m}^{-3}$] la concentration de benzène dans l'essence

A_{nappe} [m^2] l'aire de la nappe d'essence en contact avec l'eau

Vol_w [m^3] le volume d'eau dans le système

K_{g-w} [$\text{m} \cdot \text{s}^{-1}$] le coefficient de transfert de masse pour le benzène de l'essence vers l'eau

$P_{g/w}$ [adimensionnel] le coefficient de partition essence-eau pour le benzène

Les valeurs numériques pour le coefficient de transfert de masse et le coefficient de partition ont été mesurées expérimentalement par Ghoshal et al. (2004). Pour de l'essence dont la composition n'a pas encore été altérée par l'évaporation et le délavage par l'eau, ces valeurs sont $K_{g-w}=7.5 \cdot 10^{-6} \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ et $P_{g/w}=220$. Bien que les expériences des résultats publiés aient été conduites à 25°C les auteurs ont rapporté que la même expérience répétée à 5°C n'entraînait pas de changement significatif dans les valeurs des coefficients (S. Ghoshal, communications personnelles, août 2015).

En considérant cette fois le bilan de masse du point de vue de l'essence et non de l'eau, on obtient l'équation (eq.4.46).

$$\frac{dC_{b,g}}{dt} = - \frac{A_{\text{nappe}}}{V_g} \cdot K_{g-w} \cdot \left(\frac{C_g}{P_{g/w}} - C_{b,g} \right) \quad (\text{eq.4.46})$$

Dans le cas pratique étudié, la concentration en benzène de l'eau devrait demeurer faible. En effet un volume limité d'essence est déversé à la surface d'un cours d'eau dont le débit est de plusieurs $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ et où le mélange vertical de la colonne d'eau est assuré par les turbulences de l'écoulement. Dans l'équation (eq.4.46), le terme $C_{b,w}$ devient donc négligeable devant le terme $C_{b,g}/P_{g/w}$ et on peut utiliser l'équation (eq.4.47).

$$\frac{dC_{b,g}}{dt} = -\frac{A_{nappe}}{V_w} \cdot K_{g-w} \cdot \left(\frac{C_{b,g}}{P_{g/w}} \right) \quad (\text{eq.4.47})$$

Pour se convaincre de la validité de cette simplification, un exemple chiffré est utile. Considérons donc un coefficient de partition $P_{g/w}$ de 220 (adimensionnel) (Ghoshal et al., 2004) et une fraction massique réaliste de 2% de benzène dans l'essence correspondant à environ $1400000 \text{ mg} \cdot \text{m}^{-3}$. La concentration normée de benzène dans l'eau potable au Québec est de $0.5 \text{ mg} \cdot \text{m}^{-3}$. Il devrait donc être possible de modéliser des événements qui menacent le respect de cette norme sans avoir à traiter des concentrations supérieures à 100 fois cette valeur de référence. On retient donc $C_{b,w} = 50 \text{ mg} \cdot \text{m}^{-3}$. En comparant les termes, on a $63636 \text{ mg} \cdot \text{m}^{-3} \gg 50 \text{ mg} \cdot \text{m}^{-3}$ et donc $C_{b,g}/P_{g/w} \gg C_{b,w}$. L'écart de plus de trois ordres de grandeur justifie de négliger $C_{b,w}$.

L'équation (eq.4.47) est analogue à l'équation différentielle (eq.4.19) utilisée pour modéliser la dégradation d'un contaminant suivant une cinétique de premier ordre. De façon analogue à l'équation (eq.4.21), on peut donc écrire l'équation (eq.4.48) pour décrire la probabilité de dissolution d'une particule de benzène de la phase d'essence vers la phase aqueuse. Ce test est effectué à chaque pas de temps pour toutes les particules de benzène présentes dans la phase d'essence.

$$\begin{aligned} \text{Si} \quad & Rand < P_{dissolution} = \frac{\Delta C_{b,g}}{C_{b,g}} = 1 - e^{-k_{dissolution}\Delta t} \\ \text{Alors} \quad & \text{dissolution de la particule de benzène} \\ \text{Où} \quad & k_{dissolution} = \frac{A_{nappe} \cdot K_{g-w}}{V_g \cdot P_{g/w}} = \end{aligned} \quad (\text{eq.4.48})$$

avec

$k_{dissolution} [\text{s}^{-1}]$ la constante cinétique de dissolution de benzène depuis l'essence vers l'eau

La dissolution des autres composés de l'essence n'est pas prise en compte par le modèle. D'une part, c'est le benzène qui présente le plus grand risque du point de vue de la qualité de l'eau potable.

D'autre part, la dissolution des autres composés n'est pas assez rapide pour affecter de façon significative le volume total d'essence. En effet, la solubilité aqueuse du benzène, bien que faible aux environs de $1.8 \text{ g}\cdot\text{l}^{-1}$ à température ambiante (Arnold et al., 1958) est plusieurs fois plus élevée que celle du toluène (Yangetal., 1997) et les alcanes sont pratiquement insolubles.

4.4 Analyse de sensibilité

Ne disposant pas de données expérimentales de dispersion d'un traceur dans le canal à l'étude, il n'est pas possible d'effectuer une validation rigoureuse du modèle et un calage de ses paramètres d'entrée. Une analyse de sensibilité a donc été entreprise pour identifier le degré de confiance dans les résultats des simulations. Cette analyse de sensibilité se penche d'abord sur les paramètres affectant la précision numérique du modèle afin d'optimiser le temps de calcul requis. On analyse ensuite la sensibilité des résultats aux principaux paramètres d'entrée pour quantifier l'incertitude sur ces résultats. Enfin, les implications de différentes durées de déversements sont étudiées. Plusieurs des paramètres investigués se prêtant mal à une analyse de sensibilité différentielle normalisée, on se contentera le plus souvent de faire varier les paramètres sur toute la plage des valeurs réalistes qu'ils peuvent prendre et d'en qualifier l'effet sur les résultats de simulation.

4.4.1 Précision numérique et temps de calcul

4.4.1.1 Pas de temps

Le pas de temps utilisé dans le modèle influence directement le nombre d'itérations nécessaires et donc le temps de calcul. Plusieurs simulations ont été réalisées où un contaminant complètement dissout et non réactif était instantanément relâché en bordure du canal. Les pas de temps pour ces simulations étaient respectivement de 10 s, 20 s, 50 s, 100 s et 200 s. L'objectif de ces simulations est d'identifier le pas de temps maximal qui pourra être utilisé de façon à limiter le temps de calcul nécessaire tout en conservant une précision suffisante.

4.4.1.2 Maillage pour calcul des concentrations

Bien que le modèle simule un déversement particule par particule, un maillage fixe est nécessaire pour le calcul des concentrations par dénombrement des particules. La taille du maillage doit correspondre à la résolution spatiale des résultats désirés. La taille du maillage a également un effet sur la précision et la variabilité des résultats. Quelques simulations numériques ont été réalisées

avec 1000 particules lagagiennes et des maillages 1D dont le découpage varie de 10 m à 300 m. Les résultats sont présentés à la section 5.2.1.2.

4.4.1.3 Nombre de particules lagagiennes

Une fois fixée la résolution spatiale du modèle, le nombre de particules a été ajusté pour permettre une bonne précision tout en limitant les temps de calcul. Plus on s'éloigne du point de déversement, plus la concentration est faible et moins on retrouve de particule dans chaque carreau du maillage ce qui diminue la précision numérique du modèle. Les simulations de déversements s'effectuant sur une longue durée, pour lesquels la dispersion du contaminant est importante et où la concentration doit être connue à de faibles valeurs demandent également l'utilisation d'un plus grand nombre de particules. Les résultats en termes de nombre de particules, de temps de calcul et de précision sont résumés à la section 5.2.1.3.

4.4.2 Effet des paramètres d'entrée sur la dispersion

Le modèle comporte plusieurs paramètres d'entrée. Certains, comme les coefficients de dispersion, présentent un important degré d'incertitude. D'autres encore varient le long du canal (profil de vitesse) ou à travers les saisons (présence de plantes aquatiques). Cette section présente donc la démarche de l'analyse de la sensibilité des concentrations de contaminant calculées par le modèle vis-à-vis de ces paramètres.

4.4.2.1 Coefficients de dispersion K_y et K_z

Sensibilité de K_x vis-à-vis de K_y et K_z

Comme pour la plupart des méthodes de calcul de dispersion en cours d'eau, les coefficients de dispersion constituent des paramètres d'entrée cruciaux de notre modèle. Alors que certains modèles unidirectionnels utilisent un coefficient de dispersion longitudinale K_x , le nôtre calcule également la dispersion longitudinale par advection différentielle, mais en s'appuyant uniquement sur des estimations empiriques de K_y et K_z . Une analyse de sensibilité a donc été effectuée pour quantifier l'effet d'une modification de K_y ou K_z sur la dispersion longitudinale. Pour ce faire, on effectue d'abord une simulation de référence où K_y ou K_z prennent les valeurs définies par les équations (eq.2.19) et (eq.2.22). On effectue ensuite des simulations où l'on fait tour à tour varier K_y et K_z de 10%. Pour chaque simulation, on calcule l'évolution dans le temps de la variance sur

la position longitudinale des particules. Un coefficient de dispersion longitudinale K_x correspondant est alors calculé selon l'équation (eq.4.11). Des coefficients de sensibilité normalisés sont finalement obtenus en comparant les valeurs de K_x selon l'équation (eq.4.49).

$$\text{Coefficient de sensibilité} = \frac{\left(\frac{\Delta K_x}{\Delta K_{y,z}} \right)}{\left(\frac{K_x}{K_{y,z}} \right)} \quad (\text{eq.4.49})$$

Une autre approche moins mathématique, mais tout aussi instructive consiste à comparer l'écart entre les différentes estimations de K_x revues à la section 2.2.2.1 et entre les estimations de K_y présentées en 2.2.2.2. En effet, les résultats de ces formules diffèrent parfois beaucoup entre eux ce qui est un indicateur du degré d'incertitude sur les coefficients de dispersion. De la même façon que pour la détermination des coefficients de sensibilité normalisés, un coefficient K_x est calculé qui correspond à chaque K_y . On évalue ensuite l'étalement des différents résultats par le nombre d'ordres de grandeur séparant l'estimation la plus haute et l'estimation la plus basse. Les résultats de cette analyse sont présentés à la section 5.2.2.1.

Incertitude sur K_y et K_z et effet sur les concentrations calculées

Il importe ensuite d'évaluer l'impact des coefficients de dispersion approximatifs sur les résultats du modèle. Pour ce faire, on réalise des simulations en utilisant des coefficients de dispersion maximaux et minimaux représentant la plage d'incertitude des équations théoriques. Tel que mentionné plus haut (Jeon et al., 2007), on attribue à K_y une incertitude de 0.5 ordre de grandeur de part et d'autre de la valeur estimée. Peu d'études s'attardent à la précision de K_z puisque son influence sur la dispersion en cours d'eau est moindre. Dans notre travail, une incertitude de 0.5 ordre de grandeur lui sera prudemment attribuée bien que son incertitude réelle soit probablement moindre. Les plages de valeurs pour les coefficients de dispersion sont identifiées au.

Tableau 4.7 : Plages de valeurs pour K_y et K_z

Section	Coefficient	$K_{min} = K_{moy} \cdot 10^{-0.5}$	$K_{moy} = (\text{eq.2.19}) \text{ et } (\text{eq.2.22})$	$K_{max} = K_{moy} \cdot 10^{0.5}$
Section 1	K_y	$0.00746 \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$	$0.0236 \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$	$0.0746 \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$
	K_z	$0.00351 \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$	$0.0111 \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$	$0.0351 \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$
Section 2	K_y	$0.00626 \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$	$0.0198 \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$	$0.0626 \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$
	K_z	$0.00293 \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$	$0.00927 \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$	$0.0293 \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$

Trois simulations d'un déversement instantané de 1kg de contaminant dissout non réactif sur la rive nord de la section 1 sont réalisées où les coefficients de dispersion verticale et transversale varient simultanément pour prendre les valeurs maximales moyennes et minimales indiquées au Tableau 4.7. Les résultats sont présentés à la section 5.2.2.1

4.4.2.2 Influence du choix de section sur les concentrations calculées

Une modélisation très précise devrait idéalement prendre en compte les changements de section et de profil de vitesse tout le long du cours d'eau. Ne désirant pas élaborer un modèle aussi complexe et ne disposant pas des ressources suffisantes pour effectuer des mesures sur un grand nombre de sections, le modèle développé n'utilise les données que d'une section à la fois et suppose un écoulement uniforme sur toute la longueur du canal. Pour estimer l'erreur que cette simplification entraîne, il a été décidé d'effectuer des mesures de vitesse sur deux sections dont la bathymétrie diffère et de comparer les résultats du modèle alimenté par ces deux jeux de données. Deux simulations ont donc été réalisées pour un déversement instantané de 1kg de contaminant dissout et non réactif sur la rive nord des sections 1 et 2. Les résultats et leur analyse sont présentés à la section 5.2.2.2.

4.4.2.3 Influence du point de déversement

Le point de déversement dans le canal peut également avoir une influence sur le transport du contaminant puisqu'il affecte la vitesse du contaminant durant la période de mélange initial. Le point de déversement est ici analysé comme une source d'incertitude puisqu'il est souvent difficile d'identifier la source exacte dans les premières heures suivant un événement de contamination (Bahadur & Samuels, 2014). Un contaminant déversé près d'une berge se déplacera probablement différemment que s'il est rejeté au centre du cours d'eau. Dans le cas pratique à l'étude, il apparaît cependant peu probable qu'un déversement ne survienne au centre puisque le canal est fermé à la circulation nautique. Les points de déversement sur la rive nord et la rive sud seront donc comparés. Les seuls impacts significatifs sont observés lorsqu'il y a présence de plantes aquatiques près des berges et les résultats sont donc présentés à la section 5.2.3.

4.4.2.4 Influence des plantes aquatiques sur les concentrations calculées

L'été, des plantes aquatiques se développent dans l'eau du canal. Absentes au printemps, elles forment à la fin de l'été une masse suffisamment compacte qui empêche presque complètement

l'écoulement de l'eau. À certains endroits. Sur la section investiguée, les plantes ne poussaient que près de la rive sud où la profondeur était moindre et les conditions de sol plus favorables. Il se crée ainsi une zone morte où les vitesses d'écoulement sont nulles. Pour évaluer l'influence de cette zone morte sur le processus de dispersion, des simulations sont réalisées avec les profils de vitesse mesurés à la section 1 avec et sans plantes aquatiques et des points de déversement sur la rive nord et la rive sud. Les simulations ont été effectuées en considérant des coefficients de dispersion moyens, mais les conclusions présentées à la section 5.2.2.3 sont les mêmes pour d'autres valeurs de K.

4.4.3 Effet des paramètres d'entrée sur l'évaporation et la dissolution du benzène

La température et la masse d'essence déversée peuvent avoir un impact sur l'évaporation et la dissolution du benzène. Avant de quantifier cet impact, il importe de visualiser la cinétique de répartition du benzène dans les trois compartiments que sont l'eau du canal, la nappe d'essence flottante et l'atmosphère. Une simulation est donc réalisée où le 2% de benzène initialement compris dans un déversement instantané de 200kg d'essence se dissout dans une eau et s'évapore dans l'atmosphère selon les mécanismes et hypothèses présentés à la section 4.3.11. L'ensemble du système est considéré être à une température de 20°C. Les résultats de cette simulation sont illustrés et analysés à la section 5.2.3

4.4.3.1 Température de l'eau

La même simulation décrite en 4.4.3 a été reprise en variant la température du système pour mesurer son effet attendu sur la répartition du benzène. La température prend alors de valeurs de 5°C à 25°C et les résultats sont analysés à la section 5.2.3.1.

4.4.3.2 Masse totale d'essence déversée

Puisque les cinétiques d'évaporation (eq.4.42) et de dissolution (eq.4.48) dépendent entre autres de la quantité totale d'essence déversée, l'ampleur du déversement d'essence pourrait avoir un effet sur la répartition du benzène dans les différents compartiments du système. Plusieurs simulations ont donc été réalisées en considérant des quantités de 20 kg à 200 kg d'essence déversées

instantanément dans des conditions identiques à 15°C. Les résultats sont présentés à la section 5.2.3.2.

4.4.3.3 Méthode de calcul simplifié pour déversement d'essence

La simulation d'un déversement de contaminant flottant comme l'essence étant très coûteuse en terme de temps et de puissance de calcul, il serait utile de pouvoir appliquer directement le pourcentage de benzène dissout puis d'effectuer la simulation comme pour un contaminant miscible. Puisque la proportion de benzène ultimement dissout ne dépend pas de la masse d'essence (section 5.2.3.2), il ne reste qu'à s'assurer que le transport dans la nappe d'essence flottante avant la dissolution n'est pas significativement différent du transport qui s'opérerait si le contaminant était initialement dissout. Puisque le temps d'évaporation et de dissolution est relativement court (moins de 60 minutes sur la Figure 5.12), cette condition devrait pouvoir être respectée.

Pour s'en convaincre, une première simulation modélisant complètement le processus d'évaporation et de dissolution est réalisée pour un déversement de 200 kg d'essence à 5°C. La fraction de benzène dissout à l'équilibre est alors de 13,35%. Une deuxième simulation est ensuite réalisée en considérant cette fois-ci un déversement instantané de 26,7 kg (13,35% de 200 kg) d'essence instantanément dissoute. La comparaison des résultats de ces deux simulations est faite à la section 5.2.3.3.

4.4.3.4 Influence de la durée du déversement

De la même façon que pour le lieu exact d'un déversement, il est souvent difficile de déterminer de façon précise la durée pendant laquelle un contaminant a été déversé (Bahadur & Samuels, 2014). L'impact de ce manque d'information sur les concentrations calculées devrait donc être inclus dans les sources d'incertitude du modèle. Cette section se penche donc sur l'analyse de l'effet de la durée du déversement à travers trois scénarios types soit un déversement instantané, un déversement continu à durée déterminée et un déversement continu infini. On identifiera dans un premier temps la durée maximale pour laquelle l'hypothèse d'un déversement instantané est appropriée. Dans un second temps, il faudra identifier la durée minimale pour laquelle un équilibre est atteint et où les concentrations simulées le long du canal seront les mêmes que pour un déversement continu infini.

Déversement instantané

Plusieurs scénarios de contamination peuvent être assimilés à un déversement instantané. Il peut s'agir d'un déversement accidentel suite à un accident routier, d'un déversement d'origine industriel ou même d'un déversement délibéré par méconnaissance de l'utilisation du canal ou par malveillance. Il n'est pas nécessaire, pour entrer dans cette catégorie, que la durée soit réellement instantanée. Il se peut qu'un réservoir percé se vidant pendant quelques minutes entraîne les mêmes concentrations maximales de contaminant pour un observateur situé suffisamment loin en aval que s'il s'était vidé en quelques secondes.

Pour déterminer la durée critique en dessous de laquelle tout déversement peut être considéré comme instantané, on compare les concentrations observées tout le long du canal pour une même quantité totale de 10 kg déversée sur différentes durées de 0 s à 10000 s. Puisque les résultats sont influencés par les hypothèses posées sur la section d'écoulement et les coefficients de dispersion, la durée critique est obtenue pour les conditions entraînant une dispersion longitudinale minimale soit un déversement sur la rive nord de la section 1 sans plantes aquatiques ainsi que K_y et K_z maximaux. Pour ces simulations, les concentrations sont calculées sur 50 m plutôt que 100m pour bien observer les variations près du point de déversement et le nombre de particules lagrangiennes a été augmenté à 30000 pour les simulations les plus longues. Les résultats sont présentés à la section 5.2.3.4.

Déversement continu infini

Est considéré continu et infini un déversement pour lequel les concentrations de contaminant atteignent un état stationnaire sur toute la longueur du canal. Un exemple d'un tel scénario pourrait être une conduite percée s'écoulant en permanence dans le canal. Encore une fois, il n'est pas nécessaire que la durée de la fuite soit infinie et quelques heures peuvent suffire pour que la concentration de contaminant apparaisse constante à un observateur situé près de la source de contamination.

Pour déterminer la durée critique au-delà de laquelle tout déversement peut être considéré comme continu infini, on effectue des simulations sur tout le long du canal pour un même débit massique de contaminant de $1\text{g}\cdot\text{s}^{-1}$ pendant différentes durées de 10000 s à 200000 s. La durée critique est cette fois obtenue pour les conditions entraînant une dispersion longitudinale maximale soit un

déversement sur la rive sud de la section 1 avec plantes aquatiques ainsi que K_y et K_z minimaux. Encore une fois, le maillage a été réduit à 50 m et le nombre de particules augmenté à 30000. Les résultats sont présentés à la section 5.2.3.4.

4.5 Scénarios de contamination

Ce chapitre présente l'approche choisie pour définir des scénarios de modélisation en tenant compte des différentes quantités de contaminants pouvant être déversés et des différentes sources d'incertitude. Pour chaque scénario retenu, les principales hypothèses de modélisation et concentrations seuils considérées sont ensuite présentées.

4.5.1 Prise en compte des incertitudes et approche conservatrice

Le contexte d'application du modèle dans le cas pratique étudié est celui de la protection d'une source d'eau potable alimentant une des deux principales usines de traitement d'une municipalité. Les conséquences d'une contamination soudaine peuvent être très importantes et il importe de ne pas les sous-estimer. Comme cela a été détaillé dans la présentation du modèle numérique utilisé, les sources d'imprécision sont nombreuses dans l'évaluation des concentrations à la prise d'eau. Ces principales sources d'incertitude investiguées à la section 4.4.2 sont:

- L'utilisation de coefficients de dispersion estimés
- Le choix d'une seule section pour représenter l'ensemble du cours d'eau
- Les conditions initiales variables de point de déversement et de durée de déversement
- Les conditions d'écoulement variables comme la présence de plantes aquatiques et les variations de section.

Ces sources d'incertitude sont parfois difficiles à chiffrer et présentent de nombreuses interactions entre elles. Il est donc impossible d'effectuer une seule simulation d'un scénario de contamination et de pondérer les résultats par un quelconque facteur de sécurité. Pour tenir compte des incertitudes et des différentes conditions initiales et d'écoulement possible, il a donc été choisi de simuler toutes les combinaisons de paramètres d'entrée dans le modèle tel qu'illustré à la Figure 4.20. Pour ne pas sous-estimer les conséquences potentielles d'un scénario de contamination, les résultats des simulations les plus critiques sont ensuite retenus.

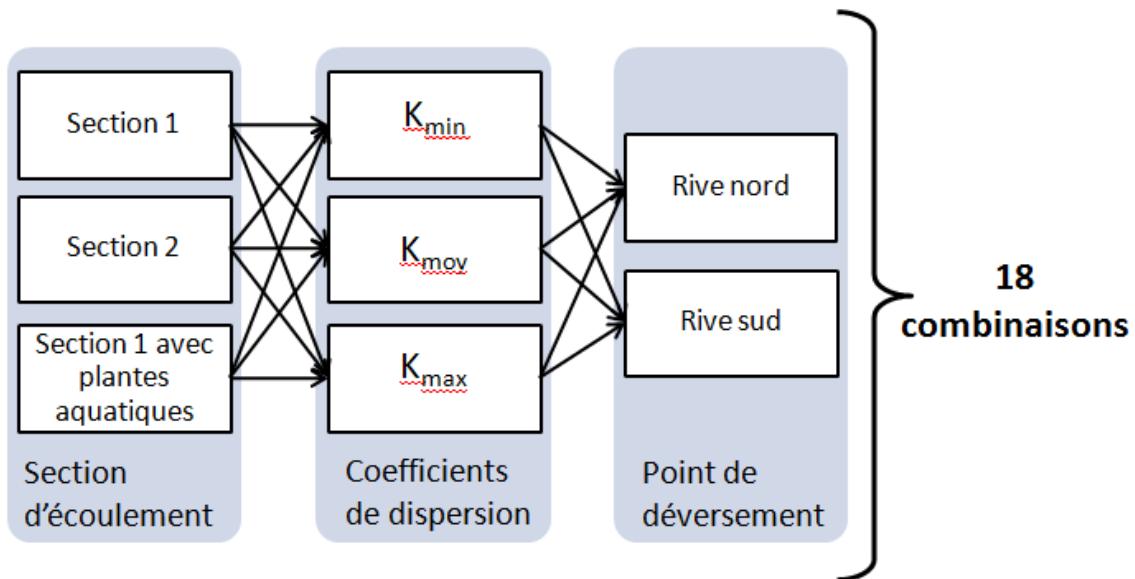


Figure 4.20 : Combinaison d'hypothèses et de paramètres d'entrée

4.5.2 Approche conséquences=> scénarios

Pour les risques de contamination identifiés, il n'existe pas de scénarios standardisés définis par une exigence réglementaire. Cependant, l'utilisation d'un modèle de transport des contaminants requiert la définition de scénarios précis (quantité de contaminants, lieu du déversement, etc.). Dans ce contexte, la tentation est forte d'élaborer des scénarios plausibles de contamination et d'en mesurer les conséquences. Ce genre d'approche n'est toutefois pas très utile pour guider d'éventuelles prises de décision puisque l'on se limite à un nombre fini de scénarios et qu'un événement de contamination aurait toutes les chances de ne pas correspondre à aucun de ces scénarios étudiés.

Pour ces raisons il a été décidé d'inverser la question: « Quelle sont les conséquences de cet incident? » pour se poser la question: « Quel type d'incident engendrerait un certain niveau de conséquences? » On part donc des conséquences pour définir des incidents problématiques plutôt que de déduire les conséquences à partir d'incidents définis plus ou moins arbitrairement.

La conséquence la plus grave à craindre d'une contamination dans la source d'eau potable est une atteinte à la santé de la population desservie par l'usine d'eau potable. Dans le cas où le contaminant pourrait être détecté avant d'entrer dans le réseau de distribution, l'arrêt de l'usine de présenterait tout de même des inconvénients importants puisqu'il s'agit d'une usine majeure dont la municipalité dépend pour l'approvisionnement du réseau. Pour chaque scénario, les niveaux de conséquence

seront donc fixés en termes de concentration de contaminant à l'eau brute compromettant le fonctionnement de l'usine de traitement.

4.5.3 Scénario1: Apport d'eaux usées depuis le réseau d'égout

4.5.3.1 Hypothèses de modélisation

L'apport d'eaux usées a été modélisé comme un déversement continu infini. En effet, l'écoulement dans les principaux collecteurs est ininterrompu et la détection d'un bris important dans le réseau sous-terrain mettrait du temps à être repéré sans parler de sa réparation. La durée de 100000 s définie à la section 5.2.3.4 pour un déversement continu serait donc vraisemblablement dépassée. Il n'y a donc pas de besoin d'utiliser le modèle numérique de dispersion puisque la dispersion des contaminants n'a pas d'influence en régime permanent. Les concentrations sont déterminées par les équations analytiques (eq.4.19) et (eq.4.26) décrivant la décantation et la mortalité des *E. coli*.

Les résultats des travaux de Garcia-Armisen & Servais (2009) ont été utilisés pour poser les fractions d'*E. coli* adsorbé et les taux de mortalité. Ces auteurs ont établi une relation entre la concentration de matière solide et la fraction d'*E. coli* adsorbée. En l'absence d'informations locales sur le contenu en matière solide des eaux usées et conformément aux résultats obtenus par Characklis et al. (2005) et de Garcia-Armisen & Servais (2009), il a été posé que 50% des *E. coli* sont adsorbés alors que l'autre moitié sont en suspension libre. Le taux de mortalité est fixé par une constante de dégradation de premier ordre de $45 \cdot 10^{-3} \text{h}^{-1}$ pour les *E. coli* en suspension libre et une mortalité deux fois plus faible de $22.5 \cdot 10^{-3} \text{h}^{-1}$ pour la fraction adsorbée (Leta et al., 2014).

La vitesse de décantation pour la fraction d'*E. coli* adsorbée est fixée à $10^{-5} \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ tel que calculée à la section 4.3.10.1 pour la matière en suspension dans le canal à l'étude. On choisit la profondeur moyenne de la section d'écoulement 1 qui est plus profonde que la section 2 pour s'assurer de ne pas surestimer l'enlèvement par décantation. La constante d'enlèvement par décantation résultante est de $10^{-5} \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$.

La quantité d'*E. coli* susceptible d'être déversée dans le canal dépend du débit du collecteur ainsi que de la charge bactérienne des eaux usées. Les débits considérés pour les collecteurs au niveau des différents puisards se basent sur des simulations numériques réalisées dans une étude précédente (Ayadi, 2013). Puisqu'il s'agit d'égouts unitaires, le débit dépend des précipitations et les simulations ont été réalisées pour une pluie dont la période de récurrence est de 10 ans. Pour

tenir compte de la faible probabilité qu'un bris de collecteur et une pluie de faible récurrence surviennent simultanément, ces débits 1/10 ans ont été ajustés à la baisse à des débits 1/1 an sur la base d'une extrapolation des courbes IDF de la région de Montréal. La charge bactérienne des eaux usées est quant à elle posée à $1.16 \cdot 10^6$ MPN/100ml en accord avec l'hypothèse posée par Guérineau (2013) pour le même réseau d'eaux usées. Cette hypothèse est relativement conservatrice puisque pour des débits aussi élevés que ceux enregistrés lors d'une pluie 1/1an, il est probable que la dilution des eaux usées soit plus grande et la charge bactérienne plus faible.

4.5.3.2 Concentration seuil

L'usine d'eau potable étudiée est conçue pour opérer à l'intérieur d'une certaine plage de qualité d'eau. Si une contamination microbiologique est détectée à temps, les dosages de certains traitements de désinfection peuvent être ajustés pour faire face à une eau brute de moins bonne qualité. Les seuils de concentration choisis sont les concentrations d'*E. coli* à l'eau brute qui exigeraient une modification des traitements voir l'arrêt de la distribution d'eau si la capacité d'adaptation de l'usine n'est pas suffisante. Nous utiliserons les seuils spécifiés par le règlement sur la qualité de l'eau potable au Québec pour définir les besoins de traitement microbiologique. Le Tableau 4.8 résume ces exigences. Le règlement prévoit que les concentrations d'*E. coli* soient calculées par une moyenne sur 12 mois. Ainsi, ce n'est qu'à titre comparatif que les mêmes seuils seront utilisés pour qualifier des pointes de concentrations instantanées aux fins de la présente étude.

Tableau 4.8 : Classes de traitement

Classe de traitement	MPN <i>E. coli</i> seuil en MPN/100ml	% enlèvement Virus	% enlèvement <i>Giardia</i>	% enlèvement <i>Cryptosporidium</i>
1	≤ 15	99.99%	99.9%	99.9%
2	>15 et ≤ 150	99.999%	99.99%	99.9%
3	>150 et ≤ 1500	99.9999%	99.999%	99.99%
4	>1500	99.99999%	99.9999%	99.999%

4.5.3.3 Simulations réalisées

Les calculs ont été effectués pour déterminer quels débits d'eaux usées devraient être déversées pour que la concentration d'*E. coli* dépasse chacun des seuils définis au Tableau 4.8. Afin de mettre

en perspective les volumes d'eaux usées qui auraient un impact négatif sur l'usine d'eau potable et les volumes réalistes qui pourraient être déversés lors d'un bris de conduite, les débits d'eaux usées déversées sont ensuite exprimés en pourcentage du débit 1/1an des collecteurs d'égout qui entraînerait le dépassement des différents seuils de qualité d'eau. Les calculs ont été réalisés pour les deux collecteurs d'égout situés le plus près du canal. Enfin, puisque des traces de contamination fécale dans le canal à l'étude ont déjà été identifiées dans des études antérieures, les débits qui entraîneraient le dépassement des seuils de concentration ont été comparés à la contamination existante. En 2013, dans le cadre des travaux de Guérineau (2013), des échantillons ont été prélevés par temps humide le long du canal et l'hypothèse d'un débit de fuite depuis le réseau d'égout a été avancée pour expliquer l'augmentation des concentrations d'*E. coli* sur certains segments du canal. La comparaison avec les débits calculés par Guérineau (2013) permet ainsi de relativiser les seuils de concentration définis au Tableau 4.8. En effet, ces calculs ayant été faits pour le temps humide, ils sont plus représentatifs des pointes de contamination pouvant être rencontrées à ce jour dans le canal que ne l'est la classe de traitement définie par une moyenne annuelle. Les résultats des simulations de même que des analyses et comparaisons sont présentés à la section 5.3.

4.5.4 Scénario 2: Remise en suspension de sédiments contaminés

4.5.4.1 Hypothèses de modélisation

La remise en suspension de sédiments contaminés a été modélisée comme un déversement instantané. Une telle remise en suspension résulterait vraisemblablement de l'affaissement d'une berge ou de la chute d'un véhicule dans le canal. Le point d'injection initial serait donc situé sur l'une ou l'autre des berges. On suppose que l'énergie dissipée par la chute d'une masse importante serait en outre suffisante pour disperser instantanément les contaminants jusqu'à une distance de 5m de la berge accélérant par le fait la phase de mélange transversal initial.

Les vitesses de décantation sont déterminées pour chaque particule lagrangienne selon la méthode décrite à la section 4.3.10.2. Les fractions de plomb dissout et adsorbé ont été respectivement fixées à 30.2% et 69.8% d'après les données présentées au Tableau 4.6. Plutôt que de retenir la valeur de 48 mg_{pb}/kg_{sed} utilisée par Guérineau dans les essais de remise en suspension, une valeur de 58.7 mg_{pb}/kg_{sed} a été adoptée sur la base d'une moyenne des teneurs en plomb des sédiments mesurées

sur toute la longueur du canal. Ne disposant pas de données précises sur les cinétiques de désorption des métaux, les fractions dissoutes et adsorbées sont considérées en équilibre statique.

4.5.4.2 Concentration seuil

Pour la plupart des contaminants, la réglementation prévoit uniquement des normes de qualité à l'eau traitée et non à l'eau brute. La concentration maximale réglementaire de plomb est de 0.01mg/l à l'eau traitée. Si le plomb est adsorbé à des particules solides, il peut être retiré par le procédé de filtration sur sable en opération à l'usine de traitement. Par contre la fraction dissoute ou colloïdale répond beaucoup moins bien à ce type de traitement. On a observé dans les résultats de simulation que lorsque le lieu du glissement de terrain est éloigné de la prise d'eau, le plomb atteignant la prise d'eau est majoritairement dissout puisqu'une bonne partie du plomb adsorbé s'est déposé au fond du canal. À titre d'exemple, après 3 km, le plomb dissout qui représentait initialement 30.2% du plomb total représente maintenant 85% du plomb toujours en suspension. Pour ces raisons, il a été décidé de négliger l'effet du traitement sur la concentration en plomb. Le seuil de 0.01 mg/l sera donc appliqué directement à la concentration à l'eau brute.

4.5.4.3 Simulations réalisées

Pour tenir compte des différentes sources d'incertitude et conditions d'écoulement possibles, les simulations sont effectuées pour l'ensemble des 18 combinaisons d'hypothèses décrites à la Figure 4.20. Pour chaque simulation, on cherche le volume de sédiments devant être remis en suspension pour atteindre la concentration seuil en plomb de 0.01 mg/l. Les résultats et leur analyse sont présentés à la section 5.3.2.

4.5.5 Scénario 3: Déversement chimique intentionnel

4.5.5.1 Hypothèses de modélisation

Pour tous les déversements intentionnels, les conditions initiales suivantes sont considérées. Comme les contaminants les plus problématiques seraient ceux qui sont très solubles, le contaminant est considéré complètement et instantanément dissout dans l'eau du canal. Comme point de déversement le plus facilement accessible au public et le plus près de la prise d'eau est un pont enjambant le canal à 1 km en amont de la prise d'eau, c'est cette distance de 1000 m qui a été retenue. Comme un déversement au centre de la section d'écoulement là où la vitesse d'écoulement

est la plus élevée favoriserait une arrivée plus rapide du contaminant à la prise d'eau, un point d'injection central plutôt que sur les berges est considéré. Enfin, pour tenir compte de l'énergie avec laquelle le contaminant tombe du haut du pont, on considère que le contaminant est initialement réparti sur une hauteur de 1m tel qu'illustré à la Figure 4.21.

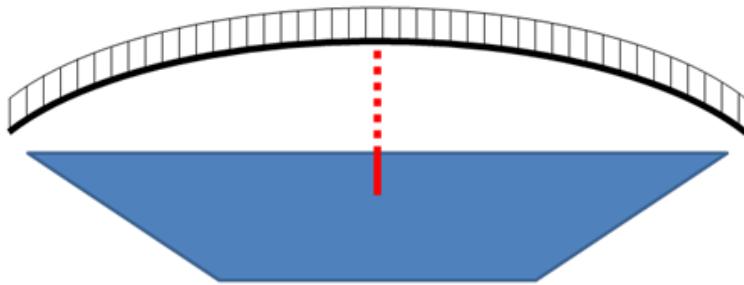


Figure 4.21 : Conditions initiales d'un déversement intentionnel

Par ailleurs, toutes les combinaisons de section d'écoulement et de coefficients de dispersion sont testées. Aucun mécanisme de dégradation ou d'adsorption des contaminants n'est simulé puisque ces valeurs peuvent varier d'un contaminant à l'autre et que l'on souhaite évaluer les scénarios les plus critiques possible.

4.5.5.2 Concentration seuil

La question de la bonne concentration seuil à utiliser est la plus difficile dans le cas d'un déversement d'une substance toxique par un individu malveillant. Pour les autres scénarios de contamination accidentelle, nous avons choisi de nous baser sur les normes de qualité applicable à l'eau potable. Pour les contaminants chimiques, ces normes sont généralement conçues pour limiter la probabilité de développer une maladie (par exemple, un cancer) suite à une exposition chronique sur toute la durée d'une vie humaine (typiquement 70 ans). Or, on imagine mal qu'un individu animé de mauvaises intentions planifie de décharger quotidiennement une petite quantité d'un contaminant qui conduirait à augmenter légèrement la prévalence de certaines maladies après plusieurs années. Les contaminants d'intérêt retenus sont d'ailleurs mieux connus pour leur forte toxicité aiguë que pour leur toxicité chronique.

Pour contourner cette difficulté, trois seuils de concentration critiques seront donc étudiés pour les déversements intentionnels. Il s'agit de seuils de toxicité chronique faible, de toxicité subchronique modérée et de toxicité aiguë élevée. Cette analyse a également pour but de mettre en question l'utilisation de normes basées sur la toxicité chronique pour des événements de contamination

exceptionnels ainsi que de montrer que le choix d'un seuil de concentration n'est pas neutre et a un grand impact sur la perception du risque.

Toxicité chronique faible

Le RQEP (MDDEP, 2010) impose des valeurs maximales admissibles de $0.2 \text{ mg}\cdot\text{l}^{-1}$ pour le cyanure et de $0.01 \text{ mg}\cdot\text{l}^{-1}$ pour l'arsenic dans l'eau potable. Pour l'arsenic cette norme est principalement fondée sur les capacités de traitement puisque l'atteinte d'un niveau de risque de 1/1000000 demanderait une norme encore plus sévère (Belles-Isles et al., 2006). Pour le cyanure, la concentration réglementaire québécoise est alignée sur la recommandation de Santé Canada (1979) qui s'appuie elle-même sur une dose NOAEL dans une étude de toxicité chronique animale. Le sarin ne fait l'objet d'aucune norme basée sur sa toxicité chronique. Ces deux seuils de concentration seront prudemment évalués directement à l'eau brute malgré le fait que la désinfection chimique peut abaisser la concentration de cyanure (Santé Canada, 1979).

Toxicité subchronique modérée

Les seuils de concentration pour la toxicité subchronique modérée des contaminants considérés sont ceux recommandés par le USNRC (1995) aux États-Unis pour assurer la sécurité des soldats en mission. Les seuils de concentration sont fixés de façon à ce que les capacités physiques des soldats à effectuer leur travail ne soient pas affectées par l'ingestion de 5 litres d'eau par jour pour une durée d'exposition de 5 jours. Les valeurs retenues pour l'arsenic (Lewisite), le cyanure et le sarin (agent GB) sont respectivement de $0.08 \text{ mg}\cdot\text{l}^{-1}$, $6 \text{ mg}\cdot\text{l}^{-1}$ et $0.0138 \text{ mg}\cdot\text{l}^{-1}$.

Toxicité aiguë élevée

Le seuil de concentration pour un niveau de toxicité aiguë élevée ne provient pas d'une agence de régulation, mais est simplement le résultat d'un calcul de notre part se voulant représentatif du risque d'intoxication mortelle. Pour ce faire, des valeurs de LD₅₀ animales sont obtenues depuis la base de données en ligne ChemIDplus (Gigiena & Sanitariya, 1987; Lorke, 1983). Le seuil de concentration est ensuite calculé en tenant compte du poids d'un humain, de sa consommation d'eau et d'un facteur d'extrapolation inter espèces selon l'équation (eq.4.50). Une valeur de 70 kg a été posée pour le poids corporel et la consommation d'eau a été fixée à 2 litres. Un facteur inter-espèce de 4.1 est utilisé pour tenir compte des différences anatomiques entre les rats avec lesquels ont été établies les LD₅₀ et les humains. Il est à noter que ce développement ne prétend pas à une grande

exactitude et sert seulement à donner un ordre de grandeur de la concentration qui engendrerait un risque d'intoxication aiguë très sévère.

$$C_{tox,aigüe} = \frac{LD50_{oral,rat} \cdot Poids_{humain}}{Facteur\ Interespèce \cdot Consommation\ d'eau} \quad (\text{eq.4.50})$$

4.5.5.1 Simulations réalisées

La question posée dans l'évaluation du risque associé à un déversement intentionnel est: « Quelle quantité de contaminants un individu mal intentionné devrait-il déverser dans l'eau du canal pour que les différents seuils de concentration soient dépassés à la prise d'eau? » Ces seuils de concentration sont résumés au

Tableau 4.9.

Tableau 4.9 : Seuils de concentration pour un déversement intentionnel

Contaminant	Toxicité chronique faible	Toxicité subchronique modérée	Toxicité aiguë élevée
Trioxyde d'arsenic	0.01 mg·l ⁻¹	0.08 mg·l ⁻¹	125mg·l ⁻¹
Cyanure	0.2 mg·l ⁻¹	6 mg·l ⁻¹	43 mg·l ⁻¹
Sarin	ND	0.0138 mg·l ⁻¹	5 mg·l ⁻¹

Bien que le point de déversement soit fixé au centre du canal, des simulations sont réalisées avec 9 combinaisons différentes de sections et de coefficients de dispersion. Les résultats les plus critiques sont retenus et analysés à la section 5.3.3.

4.5.6 Scénario 4: Déversement d'essence suite à un accident routier

4.5.6.1 Hypothèses de modélisation

La plupart des hypothèses relatives à la modélisation d'un déversement d'essence ont été présentées dans le développement du modèle à la section 4.3.11, mais les principales sont ici résumées. L'hypothèse d'un déversement instantané est posée puisque la durée du déversement serait vraisemblablement inférieure au seuil de 2000 s identifiées en 0. La masse volumique d'essence est posée à 700 kg·m⁻³ et le pourcentage de benzène qu'elle contient à 2% en accord avec les valeurs des distributeurs canadiens au Tableau 2.1.

Comme discuté à la section 5.2.3.3, le benzène est considéré comme instantanément dissout. La température est fixée à la moyenne annuelle du canal de 10°C, et le taux de dissolution est donc estimé à 10% d'après la Figure 5.12. L'injection initiale est concentrée en un point en surface là où l'eau du canal touche la berge.

4.5.6.2 Concentration seuil

Parce qu'il est le constituant de l'essence le plus sévèrement réglementé au Québec, c'est la norme du RQEP pour le benzène fixée à $0.5 \mu\text{g}\cdot\text{l}^{-1}$ qui sera appliquée comme seuil. Puisque les traitements conventionnels de l'eau potable ne sont pas conçus pour l'enlèvement des hydrocarbures, cette norme conçue pour l'eau traitée sera ici appliquée à l'eau brute. La quantité d'essence dans l'eau entraînant une concentration de benzène de $0.5 \mu\text{g}\cdot\text{l}^{-1}$ s'approche également des seuils olfactifs de détection des autres composés (section 4.1.3.2).

4.5.6.3 Simulations réalisées

Pour tenir compte des différentes sources d'incertitude, les 18 combinaisons d'hypothèses de la Figure 4.20 sont encore une fois simulées. En fonction de la distance du point de déversement, on calcule ensuite le volume total déversé qui correspondrait au seuil de $0.5\mu\text{g}\cdot\text{l}^{-1}$ à la prise d'eau. Les résultats sont présentés à la section 5.3.4.

4.6 Mesures de mitigation potentielles

Des différents scénarios étudiés, le déversement d'essence apparaît comme l'un des plus préoccupants. En effet un déversement de faible ampleur (section 5.3.4) perçu comme probable serait suffisant pour compromettre la production d'une usine d'eau potable qui n'est pas conçue pour traiter ce type de contaminant. Des mesures de mitigation de ce risque sont donc envisagées et une liste en est présentée au Tableau 4.10. Certaines des mesures étudiées sont inspirées des pratiques courantes employées pour faire face à des déversements d'hydrocarbures. D'autres sont des suggestions du personnel de l'usine d'eau potable qui, soucieux du risque de contamination chimique, avait déjà envisagé des actions. Les différentes mesures proposées tentent de réduire le risque soit en diminuant la probabilité d'un déversement, soit en réduisant les conséquences. C'est donc selon ces critères qu'ils seront évalués.

Tableau 4.10 : Mesures potentielles de mitigations

Mesures envisagées	Types de mesures	Objectif
Utilisation d'agents dispersants	Mesure d'urgence	Diminution des conséquences
Récupération <i>in situ</i> des contaminants	Mesure d'urgence	Diminution des conséquences
Utilisation d'un outil de modélisation	Outil de prévention et mesure d'urgence	Diminution des conséquences
Suivi en continu de la qualité de l'eau brute	Outil de prévention et mesure d'urgence	Diminution des conséquences
Aménagement d'une nouvelle prise d'eau	Mesure structurelle de réduction du risque à la source	Diminution de la probabilité Diminution des conséquences

4.6.1 Méthode d'évaluation des conséquences

La conséquence la plus grave à appréhender lors d'un déversement d'essence est un dommage à la santé des utilisateurs de l'eau potable produite par l'usine de traitement. Certaines des mesures de mitigation seront donc évaluées par rapport à leur potentiel d'éviter de telles conséquences en permettant de prévoir ou de détecter l'arrivée du contaminant à la prise d'eau ou même de l'enlever avant qu'il ne l'atteigne.

Cependant, même dans le cas favorable où la prise d'eau est fermée avant l'arrivée du contaminant, les conséquences d'un arrêt prolongé de la production restent importantes. En effet, une coûteuse opération de distribution d'eau pour la consommation humaine doit rapidement être mise en place. Prenons en exemple le cas de Longueuil (Champagne, 2015) où une contamination de l'eau par du diesel a coûté à la ville plus de 740 000 \$CA seulement pour la distribution d'eau embouteillée pour la durée de l'avis de non-consommation. De plus, le déroulement de plusieurs activités économiques et services publics est perturbé. C'est ainsi que suite à un déversement chimique près de Charleston, on estime à 61 M\$US l'impact de l'avis de non-consommation sur les entreprises locales (Marshal University CBER, 2014). Plutôt que de quantifier chacune de ces conséquences, nous ferons l'hypothèse qu'elles sont proportionnelles à la durée de fermeture de l'usine et plusieurs mesures de mitigation seront ainsi comparées selon leur capacité à réduire la durée de fermeture.

Bien que potentiellement significatives, les conséquences directes sur les populations voisines du canal, le personnel de l'usine de traitement et l'écosystème aquatique du canal ne sont pas prises en compte dans la présente analyse

4.6.2 Utilisation d'agents dispersants

Les agents dispersants sont des molécules qui diminuent la tension superficielle entre une nappe flottante d'hydrocarbures et l'eau et sont parfois utilisés dans des déversements d'hydrocarbures en milieu marin. Une analyse des bénéfices et inconvénients potentiels de l'application de cette mesure au canal à l'étude est présentée à la section 5.4.1. Cette analyse se base principalement sur l'étude de la littérature scientifique et les résultats de la modélisation de dissolution du benzène (section 5.2.3).

4.6.3 Récupération *in situ* des hydrocarbures

On désigne ici par récupération *in situ* l'ensemble des mesures (digues, pompage, etc.) ayant pour objectif de retirer les hydrocarbures déversés avant qu'ils n'atteignent la prise d'eau. Une analyse des bénéfices et inconvénients potentiels de l'application de cette mesure au canal à l'étude est présentée à la section 5.4.2. Cette analyse se base principalement sur l'étude de la littérature scientifique et les résultats de la modélisation de dissolution et d'évaporation du benzène (section 5.2.3).

4.6.4 Utilisation d'un outil de modélisation pour prévoir les temps de parcours

Il peut sembler surprenant de parler d'un outil de modélisation comme celui développé dans la présente étude comme d'une mesure de mitigation du risque. Cependant, en aidant à prévoir le moment où un contaminant déversé atteindra la prise d'eau potable et en quelle concentration, un tel modèle peut permettre aux opérateurs de l'usine d'ajuster les traitements ou de fermer la prise d'eau à temps. Un modèle de transport peut être utilisé de façon préventive, comme c'est ici le cas, ou de façon réactive au moment où un déversement est signalé.

4.6.4.1 Utilisation préventive d'un modèle de transport

Des simulations ont été réalisées pour calculer le temps d'arrivée des contaminants à la prise d'eau. Pour chaque simulation, on note donc le temps auquel la concentration à la prise d'eau atteignait

$0.5 \mu\text{g}\cdot\text{l}^{-1}$. Ces simulations utilisent les mêmes hypothèses précédemment énumérées à la section 4.5.6.1 à l'exception de la quantité d'essence déversée qui est cette fois fixée à 500 kg pour s'assurer que même les simulations les plus optimistes résultent en un dépassement du seuil de $0.5 \mu\text{g}\cdot\text{l}^{-1}$. Les résultats de ces simulations sont présentés à la Figure 5.24 de la section 5.4.3.1.

Tout aussi important que le temps auquel la prise d'eau doit être fermée est le temps auquel elle peut être ouverte de nouveau. Le calcul de la durée de fermeture se fait en considérant toujours les mêmes hypothèses mentionnées ci-haut pour un déversement de 500 kg d'essence. La procédure présentée au Tableau 4.11 est considérée être appliquée par l'opérateur de l'usine. Sans information sur les concentrations à la prise d'eau, l'opérateur de l'usine ne peut pas prendre le risque de laisser s'approcher le panache de contaminant. Ainsi, dès que le modèle de transport prévoit qu'il est possible que la concentration de benzène dépasse la valeur de $0.5 \mu\text{g}\cdot\text{l}^{-1}$, la prise d'eau est fermée. Comme il n'y a pas d'écoulement naturel dans le canal en dehors du débit pompé par l'usine, une vanne déversoir située à l'extrémité du canal et se déchargeant dans un collecteur d'égout serait ouverte pour permettre la purge des eaux contaminées. Le débit de cette vanne est estimé à $3.5 \text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$ lorsque le canal est à son niveau d'exploitation moyen. L'opérateur attend ensuite d'être certain que le panache soit passé pour ouvrir la prise d'eau de nouveau.

Tableau 4.11 : Procédure d'opération de l'usine en cas de déversement

Temps	Événement	Action
T0	Déversement instantané	Alerte à l'opérateur qui est informé du lieu, et du moment du déversement
T0 à T1	Transport du contaminant vers la prise d'eau	Opération de l'usine à son débit normal de $6.5 \text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$
T1	Dépassement le plus précoce prévisible du seuil de $0.5 \mu\text{g}/\text{l}$ à la prise d'eau	Fermeture de la prise d'eau. Ouverture de la vanne de purge
T1 à T2 Durée de fermeture	Passage du panache de contaminant devant la prise d'eau	Purge du canal au débit de $3.5 \text{ m}^3\cdot\text{s}^{-1}$
T2	Redescente la plus tardive prévisible de la concentration en dessous du seuil de $0.5 \mu\text{g}/\text{l}$.	Réouverture de la prise d'eau Fermeture de la vanne de purge

Les durées de fermetures calculées selon cette méthode sont présentées à la section 5.4.3.1.

4.6.4.1 Utilisation réactive d'un modèle de transport

Un modèle comme celui développé peut également être utilisé de façon réactive suite à un déversement pour prédire l'arrivée prochaine du contaminant à la prise d'eau. Les avantages et inconvénients de l'utilisation en temps réel du modèle développé pour le canal à l'étude sont analysés à la section 5.4.3.2. Cette analyse se base principalement sur la littérature scientifique et les estimations de temps de calcul faites à la section 5.2.1.

4.6.5 Suivi en continu de la qualité de l'eau brute

L'installation de capteurs représente une autre façon de réduire les conséquences advenant un déversement de contaminant. Nous étudierons dans cette section comment un système de suivi en continu de la qualité de l'eau brute permet de prévenir l'entrée de contaminants dans le réseau et de réduire la durée de fermeture de l'usine.

En l'absence de système de suivi en continu de la qualité, le risque d'un contaminant entrant dans l'usine ou dans le réseau de distribution est réel. Un déversement qui ne serait pas immédiatement détecté ou un manquement dans la procédure d'alerte sont des possibilités qui ne peuvent être écartées. S'il est bien calibré et adapté au contaminant à détecter, un capteur situé à la prise d'eau peut donc réduire les conséquences sur la santé humaine en entraînant automatiquement l'arrêt des pompes de l'usine lorsqu'une concentration seuil préprogrammée est atteinte.

L'utilité d'un capteur est double puisqu'en plus d'éviter l'entrée du contaminant dans le réseau, il évite également de fermer inutilement l'usine tant que la concentration de contaminant n'est pas jugée problématique. Ce faisant, la durée de fermeture de l'usine est réduite avec les économies que cela implique sans que la sécurité du public soit menacée. Pour quantifier ce gain de temps, le même déversement de 500 kg d'essence a été repris, mais en considérant cette fois que la prise d'eau est fermée puis rouverte exactement au moment où la concentration de benzène dans l'eau atteint le seuil de $0.5 \mu\text{g}\cdot\text{l}^{-1}$.

Tableau 4.12 : Procédure d'opération de l'usine avec capteur à la prise d'eau

Temps	Événement	Action
T0	Déversement instantané.	Alerte à l'opérateur, mais l'information sur le lieu et l'heure du déversement n'est plus critique.
T0 à T1	Transport du contaminant vers la prise d'eau.	Opération de l'usine à son débit moyen de $6.5 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$
T1	Dépassement de $0.5 \mu\text{g/l}$ <u>mesuré</u> par le capteur.	Fermeture de la prise d'eau. Ouverture de la vanne de purge.
T1 à T2 Durée de fermeture	Passage du panache de contaminant devant la prise d'eau.	Purge du canal au débit de $3.5 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$
T2	Redescente de la concentration <u>mesurée</u> en dessous de $0.5 \mu\text{g/l}$.	Réouverture de la prise d'eau. Fermeture de la vanne de purge.

Les durées de fermetures calculées selon cette méthode sont présentées à la section 5.4.4. Des considérations sur le positionnement et les caractéristiques souhaitables d'un capteur y sont également discutées.

4.6.6 Aménagement d'une nouvelle prise d'eau

La municipalité qui opère l'usine de traitement nous a dit étudier la possibilité d'aménager une nouvelle prise d'eau pour rendre l'usine moins vulnérable aux déversements d'origine routière. Le dernier tronçon du canal est en effet bordé par une autoroute à fort débit sur une longueur d'environ 1 km. Le projet consisterait donc à utiliser une conduite d'amenée enfouie qui longerait le canal et irait capter l'eau en amont du tronçon jugé plus vulnérable. La prise d'eau actuelle resterait vraisemblablement opérationnelle pour servir de prise d'eau d'urgence. Un aperçu de ce que pourrait être l'aménagement final est donné par la Figure 4.22. Cette mesure aurait la double utilité de diminuer la probabilité d'un déversement d'origine routière et de limiter les conséquences advenant un déversement.

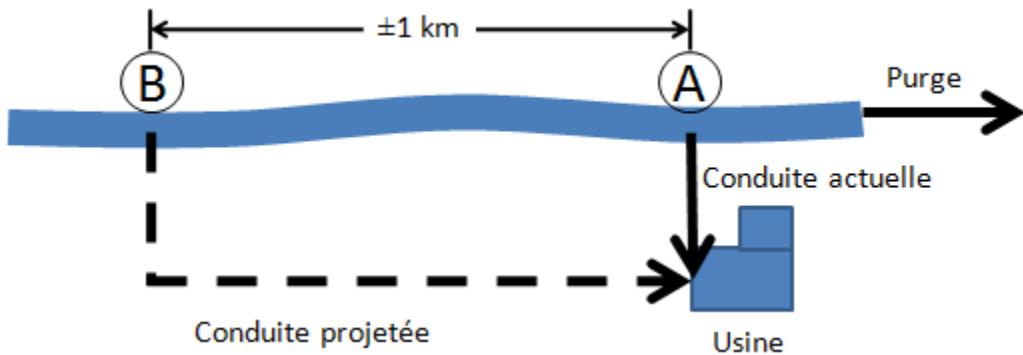


Figure 4.22 : Schéma d'aménagement d'une nouvelle conduite

4.6.6.1 Diminution de la probabilité d'un déversement atteignant la prise d'eau

Une estimation des probabilités de contamination de la prise d'eau avec ou sans conduite souterraine se basant sur des statistiques d'accidents routiers est présentée à la section 5.4.5.1.

4.6.6.2 Mouvement de l'eau en aval de la prise d'eau B

Lors de discussions avec la municipalité sur l'aménagement d'une seconde prise d'eau, des inquiétudes ont été soulevées quant aux problèmes qui pourraient être rencontrés en créant une vaste étendue d'eau stagnante. En effet, si l'usine était alimentée depuis la prise d'eau B, il n'y aurait plus d'écoulement dans toute la zone comprise entre les points B et A. La première question qui se pose est de savoir s'il existe un risque qu'un contaminant déversé en aval de B remonte jusqu'à la prise d'eau. Le principal moteur de l'écoulement dans la section stagnante du canal serait le vent. Si un vent soutenu souffle dans une direction parallèle au canal, un profil de vitesse s'établit et l'eau en surface se déplace dans la direction du vent alors que l'eau plus en profondeur s'écoule en sens inverse. Wu & Tsanis (1995) ont proposé une équation analytique pour décrire le profil de vitesse qui s'établit à l'équilibre dans un plan d'eau de profondeur constante et de largeur infinie soumis à une contrainte constante exercée par le vent. Pour le canal à l'étude, les calculs sont effectués avec une profondeur moyenne de 3 m. La contrainte de cisaillement à l'interface air-eau est déterminée en fonction de la vitesse du vent selon l'équation de Cole & Wells (2006). Les vitesses de vent considérées sont de 15 km/h ce qui s'approche des vents moyens enregistrés dans la région où est situé le canal et de 30 km/h soit le double de cette valeur. À partir de ce profil de vitesse, on peut calculer le débit total en faisant l'intégral du profil de vitesse sur le tiers du haut ou les deux tiers du bas. Ce calcul fournit un ordre de grandeur pour le débit échangé entre la zone en aval du point

B et la zone en amont. Les résultats des profils de vitesse calculés et des débits par intégration sont présentés à la section 5.4.5.2.

4.6.6.3 Diminution des conséquences d'un déversement atteignant la prise d'eau

Dans le cas d'un déversement survenant en amont de la prise d'eau B, l'utilisation bien coordonnée de la prise d'eau principale et de la prise d'eau d'urgence permettrait également d'atténuer les conséquences d'un déversement pour l'usine. Si les deux prises d'eau sont dotées d'équipement de mesure de la qualité de l'eau, il est en effet possible de les utiliser successivement pour réduire la durée de fermeture de l'usine. Pour étudier l'effet d'une deuxième prise d'eau, on considère que la procédure décrite au Tableau 4.13 est appliquée. Cette procédure nécessite que la concentration de contaminant soit connue en tout temps à chacune des prises d'eau ce qui implique l'installation de capteurs.

Tableau 4.13 : Procédure d'opération de l'usine avec présence d'une deuxième prise d'eau

Temps	Événement	Action
Avant T0		Opération normale avec la prise d'eau B à $6.5 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$
T0	Déversement instantané	Alerte à l'opérateur qui ferme la prise d'eau B et ouvre la prise d'eau A.
T0 à T1	Transport du contaminant vers la prise d'eau d'urgence	Opération de l'usine à son débit moyen de $6.5 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ avec la prise d'eau A
T1	Dépassement de $0.5 \mu\text{g/l}$ mesuré à la prise d'eau A	Fermeture de la prise d'eau A. Ouverture de la vanne de purge
T1 à T2 Durée de fermeture	Passage du panache de contaminant devant la prise d'eau B	Purge du canal au débit de $3.5 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$
T2	Redescente de la concentration mesurée en dessous de $0.5 \mu\text{g/l}$ à la prise d'eau B	Réouverture de la prise d'eau B Fermeture de la vanne de purge

Les simulations sont ensuite répétées en considérant différentes longueurs de conduites d'amenées. Des quantités d'essence déversées de 500 kg et 100 kg sont testées. De plus, pour réduire la durée

des simulations, l'évaporation du benzène depuis la phase dissoute n'est pas considérée. L'effet de cette simplification sur les durées de fermeture est peu important et les conclusions vont dans le même sens. Les résultats de ces simulations sont présentés à la section 0.

.

CHAPITRE 5 RÉSULTATS ET DISCUSSION

5.1 Résultats de la campagne de mesure

5.1.1 Profils bathymétriques

La Figure 5.1 illustre le profil du fond des deux sections du canal où ont été effectuées les mesures. Les différentes caractéristiques géométriques de ces sections dont certaines sont nécessaires à l'application des formules empiriques des coefficients de dispersion sont résumées au Tableau 5.1. On y remarque que malgré une largeur totale et une profondeur maximale très similaire, la section 1 présente une aire légèrement plus grande. Lors de précédentes études sur la capacité hydraulique du canal (Coderre, 2009), le niveau amont moyen a été mesuré à 15.77 m et le niveau aval à 15.08 m. Sur les 7838 m de longueur du canal, cela correspond à une pente hydraulique moyenne de $8.78 \cdot 10^{-5}$. En accord avec l'hypothèse d'un écoulement uniforme, cette pente hydraulique est également utilisée comme pente de fond.

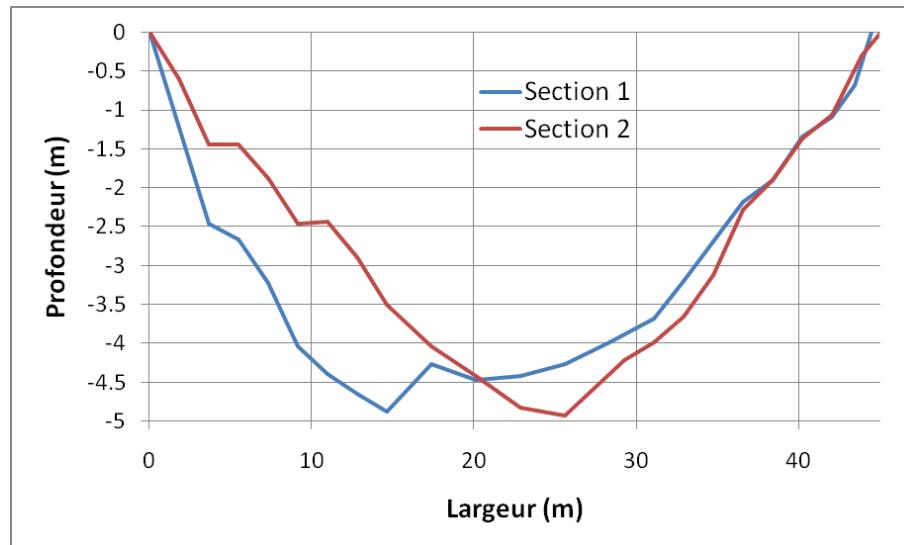


Figure 5.1 : Profil bathymétrique des sections investiguées

Tableau 5.1 : Caractéristiques géométriques des sections investiguées

	Section 1	Section 2
Largeur à la surface libre	44.5 m	45.1 m
Profondeur moyenne	3.21 m	2.84 m
Aire	143.1 m ²	128.2 m ²

Tableau 5.1 : Caractéristiques géométriques des sections investiguées (suite)

Périmètre mouillé	46.3 m	46.5 m
Rayon hydraulique	3.09 m	2.76 m
Vitesse moyenne pour un débit de $6.5 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$	$0.0456 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$	$0.0510 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$
Vitesse de cisaillement pour une pente de fond de $8.78 \cdot 10^{-5}$	$0.0516 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$	$0.0487 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$

5.1.2 Profils de vitesse

Les Figure 5.2, Figure 5.3 et Figure 5.4 illustrent les profils des vitesses enregistrées lors des trois campagnes de mesure. À l'exception de quelques pics, la distribution des vitesses est conforme aux attentes théoriques d'une vitesse élevée au centre et en surface et faible le long des berges et près du fond.

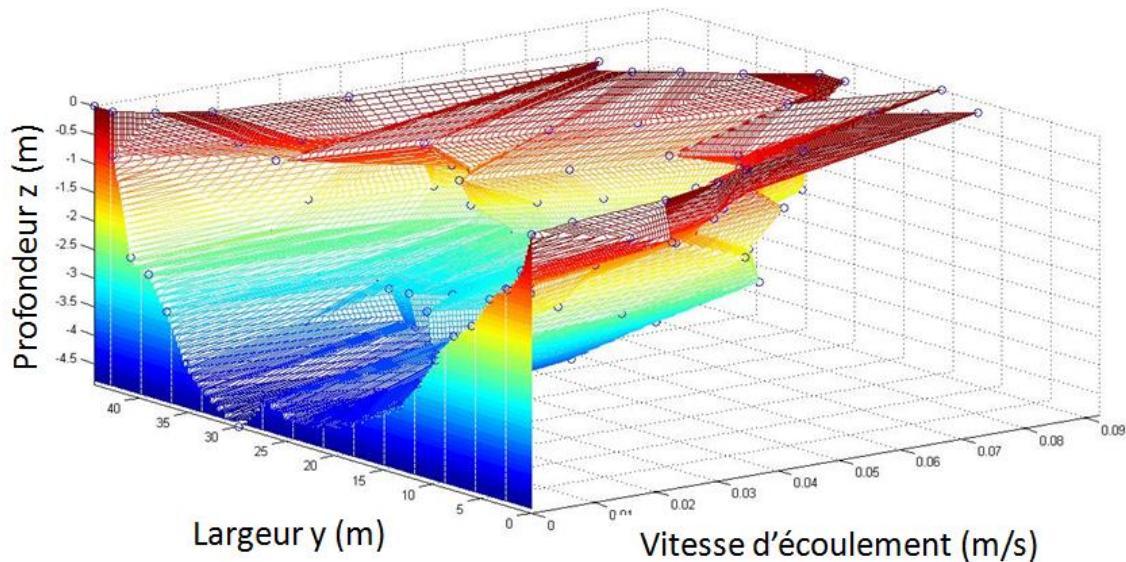


Figure 5.2 : Profil de vitesse: Section 1

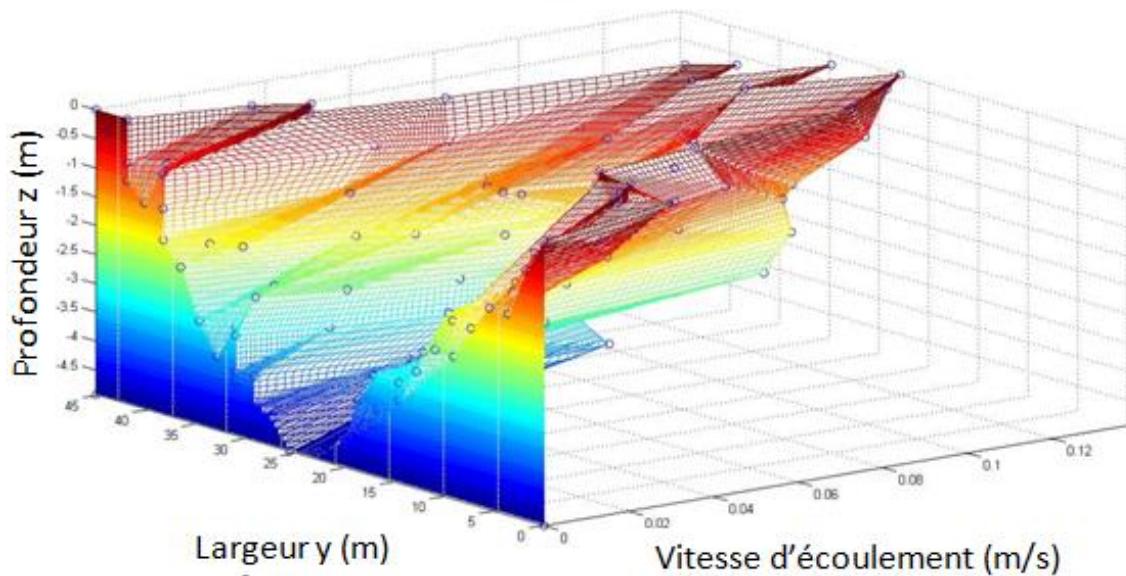


Figure 5.3 : Profil de vitesse: Section 2

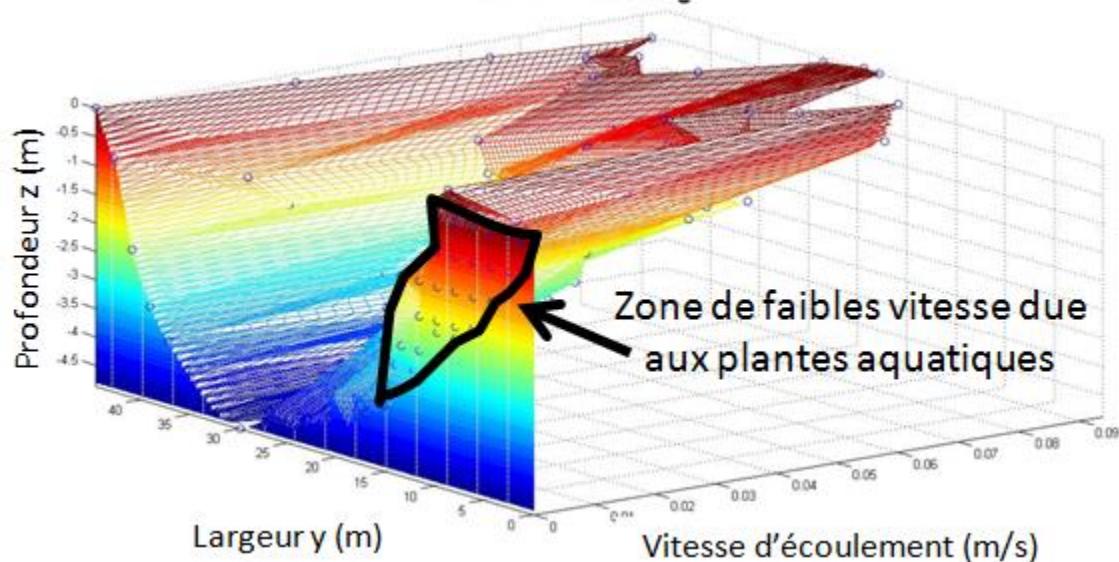


Figure 5.4 : Profil de vitesse: Section 1 avec plantes aquatiques

Les débits totaux calculés par intégration numérique et mesurés à la prise d'eau de l'usine de traitement sont présentés au Tableau 5.2. L'écart entre les débits mesurés et calculés par intégration ne dépasse pas 1% pour la section 1 ce qui permet d'avoir confiance en l'exactitude du profil de vitesse mesuré. Pour la section 2 cependant, l'erreur est de 25%. Cet écart est présumé être dû à un mauvais alignement perpendiculaire de la corde de guidage ainsi qu'à la variation rapide du débit durant la prise des mesures. En effet, la mesure du profil de vitesse a duré plus de 4h au cours desquelles le débit mesuré à la prise d'eau a fluctué de 20%.

Tableau 5.2 : Validation des profils de vitesse par mesure des débits

	Section 1	Section 2	Section 1 avec algues
Débit par intégration	6.564 m ³ /s	6.461 m ³ /s	5.090 m ³ /s
Débit à la prise d'eau	6.630 m ³ /s	5.160 m ³ /s	5.113 m ³ /s
Écart	1.00%	25.22%	0.45%

Néanmoins, l'examen visuel du profil de vitesse montre une distribution très réaliste des vitesses d'écoulement. Ainsi, il a été décidé de simplement ajuster le profil de vitesse en multipliant toutes les vitesses ponctuelles par un facteur correcteur permettant d'atteindre le débit total voulu. C'est d'ailleurs l'approche qui a été utilisée pour toutes les sections lorsqu'il s'agissait de modéliser le transport des contaminants dans un scénario où le débit du canal serait différent de celui auquel ont été réalisées les mesures. L'hypothèse sous-jacente à cette méthodologie est que les vitesses d'écoulement à travers une section varient de façon directement proportionnelle avec le débit total du cours d'eau. Cette hypothèse peut être considérée réaliste dans le cas du canal étudié puisque l'écoulement y est tranquille, les parois peu accidentées et le canal pratiquement rectiligne. Dans ce contexte, on ne s'attend pas à ce que l'orientation de l'écoulement soit modifiée en fonction du débit. De plus, le niveau du canal varie très peu en fonction du débit et donc les dimensions de la section restent sensiblement les mêmes.

La mesure des vitesses doit aussi permettre la vérification d'une hypothèse importante du modèle selon laquelle l'écoulement est unidirectionnel. Pour s'assurer du respect de cette hypothèse, les vitesses transversales ont également été mesurées. Il a été calculé qu'en moyenne, l'angle entre la direction principale de l'écoulement et l'orientation du courantomètre était de 7.5 degrés pour la section 1. Cet écart est probablement dû à une mauvaise orientation du capteur qui n'était pas positionné de façon parfaitement parallèle à l'axe du canal pour certains points. Un angle moyen faible permet néanmoins de se convaincre que l'écoulement est majoritairement unidirectionnel et que l'hypothèse selon laquelle la moyenne temporelle des vitesses transversale est nulle en tout point est réaliste.

5.2 Résultats de l'analyse de sensibilité

5.2.1 Précision numérique et temps de calcul

5.2.1.1 Pas de temps

La Figure 5.5 montre la dispersion d'une quantité arbitraire de contaminant 5000 s après le déversement pour différents pas de temps de calcul. On y remarque que la concentration maximale calculée demeure pratiquement inchangée pour des pas de temps allant jusqu'à 200 s. Au-delà de 200 s, la précision est légèrement réduite et les gains en temps de calcul deviennent moins intéressants puisque la grande distance de déplacement dans la direction z entraîne souvent la particule à sortir du domaine et le calcul doit être repris plusieurs fois (section 4.3.5). La valeur de 200 s a donc été retenue pour les simulations numériques subséquentes et, sauf mention contraire, c'est elle qui est utilisée pour la production de tous les résultats des sections suivantes.

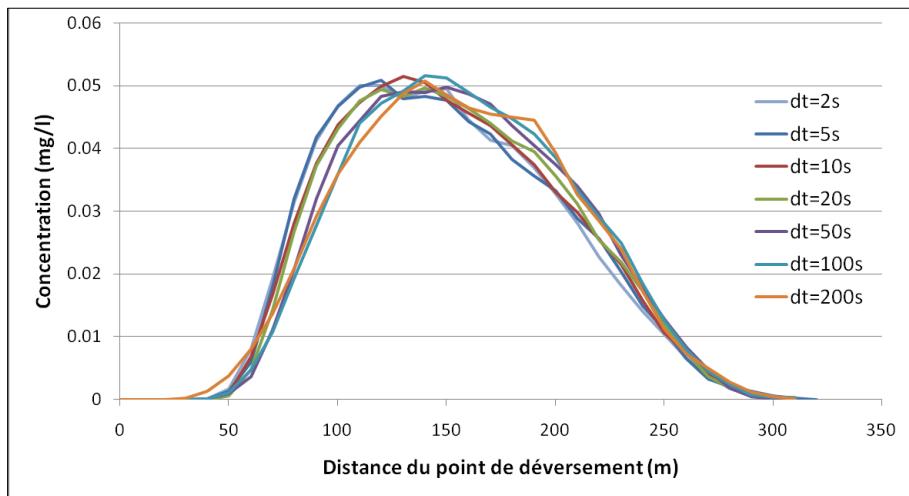


Figure 5.5 : Dispersion après 5000 s pour différents pas de temps de calcul

5.2.1.2 Maillage pour calcul des concentrations

La Figure 5.6 illustre l'effet du choix d'un maillage sur les courbes lissées des concentrations calculées. Plus les carreaux du maillage sont grands, plus le nombre de particules dans chaque carreau est élevé et plus les courbes de concentration seront lisses et reproductibles d'une simulation à l'autre. Un maillage trop grossier a cependant l'inconvénient de sous-estimer le pic de concentration.

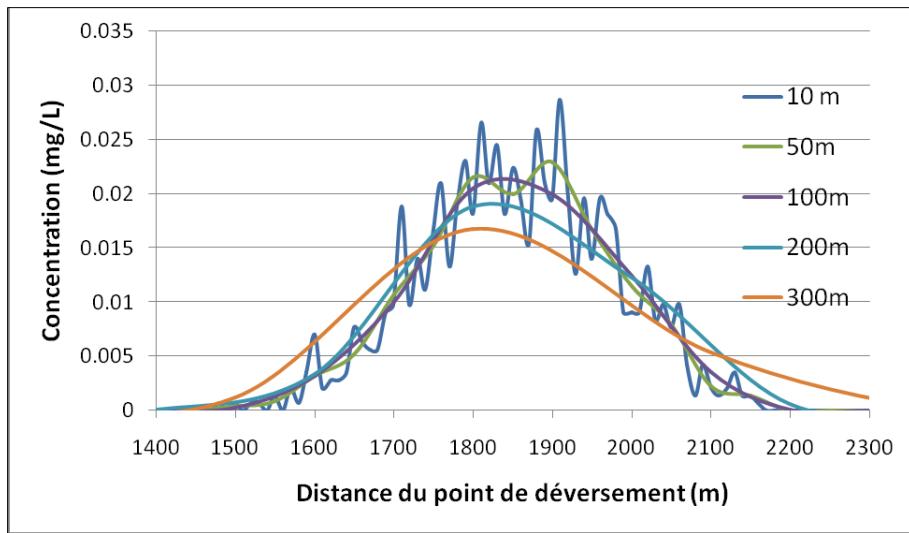


Figure 5.6 : Effet de la résolution du maillage

La Figure 5.6 montre également que plus on pourra se satisfaire d'une résolution spatiale grossière, plus le nombre de particules requises par simulation sera faible ce qui réduira le temps de calcul. Pour le cas pratique étudié, il n'est pas nécessaire de saisir le pic local de concentration sur une très courte distance. En effet, la configuration même de la prise d'eau, située près d'une des berges du canal, entraîne la création d'un vortex qui opère un dernier mélange sur l'eau entrant dans l'usine. Toute variation de concentration observée sur la longueur de mélange illustrée à la Figure 5.7 n'a donc pas d'impact sur la concentration dans le puits d'eau brute de l'usine de traitement. En faisant l'hypothèse que la longueur de cette zone de mélange est du même ordre de grandeur que la largeur du canal et en sélectionnant le maillage le plus grossier qui n'entraîne pas de sous-estimation de la concentration à la Figure 5.6, la résolution du maillage pour le calcul des concentrations a été fixée à 100 m. À moins d'indication contraire, ce paramètre a été appliqué pour toutes les simulations dont il est question aux sections suivantes.

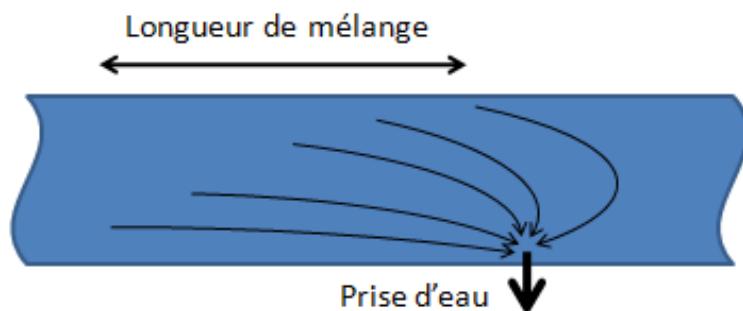


Figure 5.7 : Mélange à la prise d'eau

5.2.1.3 Nombre de particules lagrangiennes

Selon les simulations, un nombre allant jusqu'à 10000 particules a pu être nécessaire pour assurer une précision permettant de suivre une concentration de $0.5 \text{ } \mu\text{g.l}^{-1}$ (concentration réglementée du benzène) à une distance de 8000 m (longueur du canal). Avec cette configuration de 10000 particules, un pas de temps de 200 s, et en utilisant un ordinateur personnel de 2.4GHz le temps de calcul pour suivre un contaminant sur les 8 km du canal est de l'ordre de 20 minutes.

5.2.2 Effet des paramètres d'entrée sur la dispersion

5.2.2.1 Coefficients de dispersion K_y et K_z

Sensibilité de K_x vis-à-vis de K_y et K_z

Les coefficients de sensibilité normalisés calculés pour K_x vis-à-vis de K_y et K_z selon la méthode décrite à la section 4.4.2.1 sont respectivement de -0.455 et -0.024. Le signe négatif indique que la dispersion longitudinale est inversement proportionnelle à la dispersion transversale et verticale comme attendu. La valeur beaucoup plus faible du coefficient de sensibilité associé à K_z confirme le peu d'importance que joue la dispersion verticale dans le processus de dispersion par advection différentielle. Enfin, le fait que le coefficient de sensibilité pour K_y soit plus petit que 1 signifie qu'un degré d'incertitude relative dans la détermination de K_y entraîne une incertitude sur les résultats moins grande que le même niveau d'incertitude relative sur K_x dans un modèle unidimensionnel. Or, il se trouve que les estimations empiriques de K_y sont encore plus précises que celles de K_x . En effet les équations pour l'estimation de K_y revues par Jeon et al. (2007) présentent une incertitude d'environ 0.5 ordre de grandeur. Une revue des équations pour estimer K_x effectuée par Zeng & Huai (2014) suggère quant à elle que la précision de ces équations est d'environ 1 ordre de grandeur. Cette conclusion vient confirmer l'hypothèse de recherche (e) selon laquelle le modèle quasi-3D développé est plus précis qu'un modèle unidimensionnel.

Le même constat est obtenu en comparant les formules empiriques proposées par différents auteurs. Le Tableau 5.3 montre les résultats des différentes formules d'estimation de K_x appliquées à la section 1 du canal et le

Tableau 5.4 montre les résultats des formules de K_y et les valeurs de K_x correspondantes.

Tableau 5.3 : Différentes estimations de K_x pour le canal étudié

Auteur	Équation	$K_x(m^2/s)$
Elder (1959)	(eq.2.5)	0.9836
Fisher (1975)	(eq.2.6)	0.0075
Liu (1977)	(eq.2.7)	0.1481
Seo & Cheong (1998)	(eq.2.8)	4.2027
Deng et al. (2001)*	(eq.2.9)	1.2587
Kashefpour & Falconer(2002)	(eq.2.10)	1.3788
Kashefpour & Falconer (2002) (combinaison linéaire avec Seo & Cheong (1998))	(eq.2.11)	2.2263
Zeng & Huai (2014)	(eq.2.12)	4.2027
Log(max/min)**		1.4531

* en utilisant pour K_y la valeur prédite par l'équation des mêmes auteurs

** en excluant la valeur donnée par l'équation de Fisher (1975) jugée irréaliste

Tableau 5.4 : Différentes estimations de K_y pour le canal et K_x correspondants

Auteur	Équation	$K_y (m^2 \cdot s^{-1})$	K_x correspondant ($m^2 \cdot s^{-1}$)
Fisher (1979)	(eq.2.15)	0.0249	0.1601
Rutherford (1994) min	(eq.2.16)	0.0249	0.1601
Rutherford (1994) max	(eq.2.16)	0.0498	0.0952
Deng et al. (2001).	(eq.2.18)	0.0256	0.1477
Deng et al. (2001)(modifié)	(eq.2.19)	0.0236	0.1600
Jeon et al. (2007)	(eq.2.20)	0.0103	0.2857
Log(max/min)		0.6844	0.4771

Les valeurs de K_x estimées s'étalement sur plus de 1.45 ordre de grandeur alors que les valeurs de K_y ont un écart maximal de 0.68 ordre de grandeur. Lorsque l'on utilise ces coefficients K_y dans le modèle développé, on obtient des coefficients K_x encore plus rapprochés les uns des autres avec seulement 0.48 ordre de grandeur d'écart. On remarque également que les valeurs de K_x calculées à partir des estimations de K_y sont plus faibles que celles directement prédites par les formules empiriques. Cela est probablement dû au fait que le canal étudié présente une vitesse d'écoulement plus faible que les cours d'eau ayant servi à développer les équations empiriques pour K_x . Encore une fois, on en conclut que l'utilisation d'un modèle multidimensionnel prenant en entrée les

coefficients K_y et K_z est plus appropriée pour le canal à l'étude qu'un modèle unidimensionnel utilisant K_x .

Incertitude sur K_y et K_z et effet sur les concentrations calculées

La Figure 5.8 illustre les résultats de trois simulations d'un déversement instantané de 1kg de contaminant dissout non réactif sur la rive nord de la section 1. Les coefficients de dispersion verticale et transversale varient simultanément pour prendre les valeurs indiquées au Tableau 4.7. On étudie donc l'effet combiné de l'incertitude de K_y et K_z . 2 h après le déversement, l'effet sur les concentrations maximales calculées est de $\pm 20\%$. On remarque également que le nuage de contaminant accuse un retard dans les simulations où le coefficient K_y est plus faible. Cela est dû à ce que le mélange transversal initial est plus lent et le contaminant demeure plus longtemps dans la zone de faible vitesse d'écoulement près de la berge.

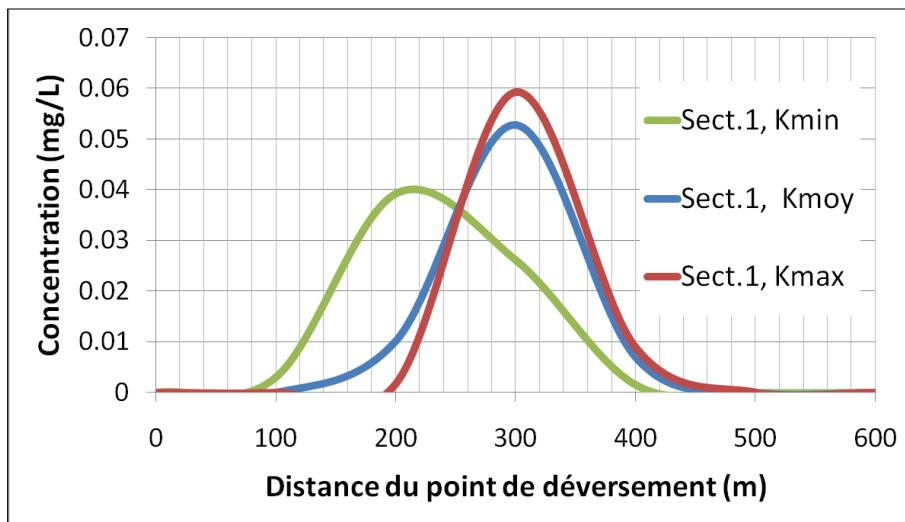


Figure 5.8 : Influence des coefficients de dispersion 2h après un déversement

5.2.2.2 Influence du choix de section sur les concentrations calculées

La Figure 5.9 illustre les résultats de simulation pour un déversement instantané de 1kg de contaminant dissout et non réactif sur la rive nord des sections 1 et 2. Les différences sur les concentrations maximales calculées 2 h après le déversement y sont de près de 40%. Cette différence est due à ce que les vitesses varient de façon plus importante à travers la section 2 ce qui accentue le processus de dispersion par advection longitudinale différentielle.

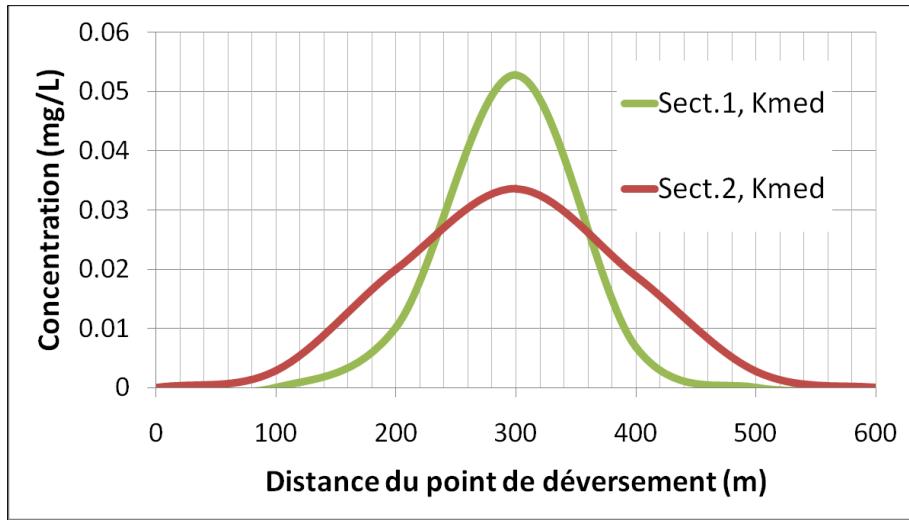


Figure 5.9 : Influence du choix de section 2h après un déversement

5.2.2.3 Influence des plantes aquatiques et du point de déversement sur les concentrations calculées

La Figure 5.10 montre bien que la présence d'algues accentue la dispersion longitudinale. On y remarque également la queue asymétrique du panache de contaminant qui est caractéristique de l'effet des zones mortes (Fischer et al., 1979). Lorsque le contaminant est injecté près de la rive sud où les plantes sont présentes, sa vitesse est plus faible durant les premiers moments suivant le déversement. Cela entraîne un retard global du nuage de contaminant. À l'inverse, lorsque le contaminant est déversé près de la rive nord là où la majorité du débit est concentré, le contaminant se déplace en moyenne plus rapidement. Ces simulations font ressortir les limites d'un modèle utilisant un coefficient de dispersion transversale moyen sur toute la section. En effet, la vitesse d'écoulement étant pratiquement nulle dans la zone de plantes aquatiques, le mouvement transversal vers le centre de la section devrait lui aussi être très lent et le retard cumulé par un contaminant déversé près de la rive sud devrait être encore plus grand (Choi & Lee, 2012).

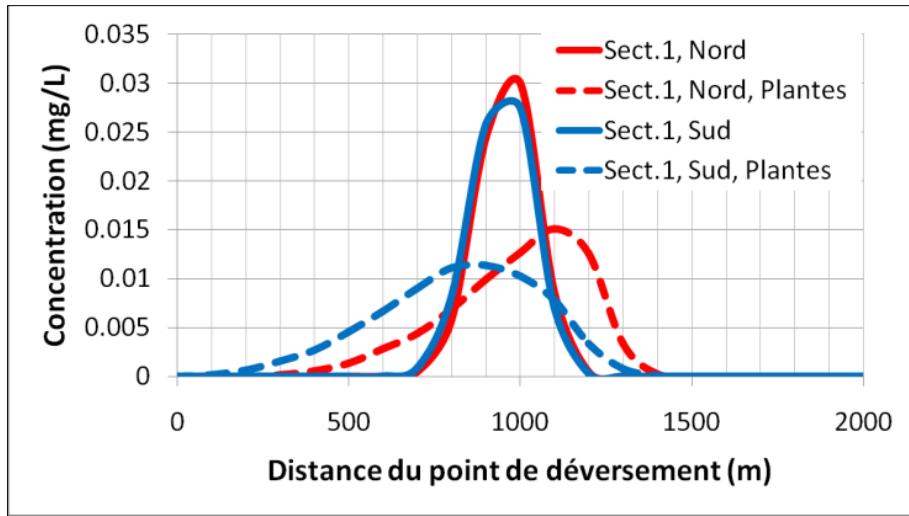


Figure 5.10 : Influence des plantes aquatiques 6h après un déversement

5.2.3 Effet des paramètres d'entrée sur l'évaporation et la dissolution du benzène

La Figure 5.11 montre la répartition du benzène suite à un déversement instantané de 200 kg d'essence contenant 2% de benzène pour une température de l'eau de 20°C. On y remarque que, même si la totalité du benzène est initialement comprise dans la phase d'essence flottante, il ne faut que 40 minutes avant que la totalité du benzène se soit évaporée ou ait migré vers la colonne d'eau. En effet, l'étalement rapide de la nappe d'essence offre une grande surface de contact qui accélère les transferts de masse essence-air et essence-eau. Le pourcentage de benzène dissout se stabilise ici à 8% et celui de benzène évaporé à 92%. La concentration du benzène dans l'eau est plus faible que dans l'essence et l'évaporation du benzène depuis la solution aqueuse est donc beaucoup plus lente que depuis l'essence. Elle n'est pas observable sur la Figure 5.11, mais se fait sentir sur des durées de simulation plus longues.

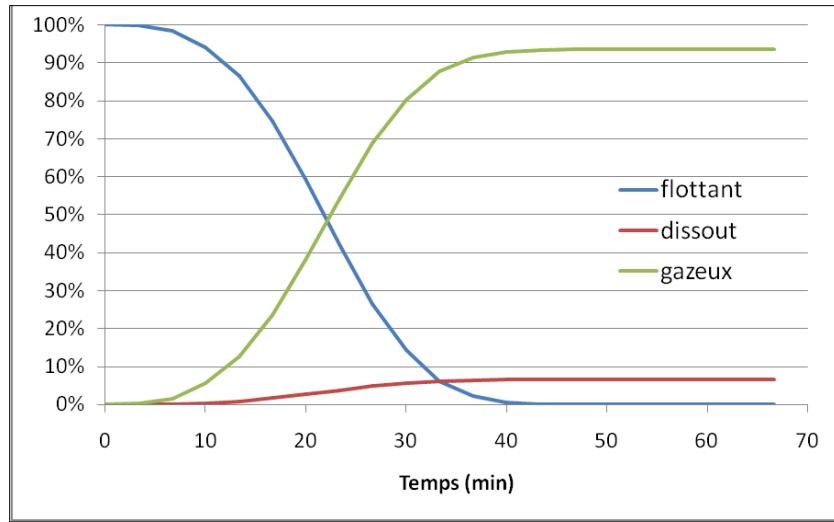


Figure 5.11 : Répartition du benzène suite à un déversement d'essence

5.2.3.1 Température de l'eau

Comme discuté à la section 4.3.11, une température supérieure accélère grandement l'évaporation alors qu'elle n'a pas d'effet significatif sur la cinétique de dissolution ce qui diminue le pourcentage du benzène total qui sera dissout. La Figure 5.12 montre donc qu'un déversement se produisant en eau chaude aurait un impact moindre sur la qualité de l'eau. Il pourrait en revanche occasionner une plus forte exposition par voie respiratoire pour les populations voisines du cours d'eau.

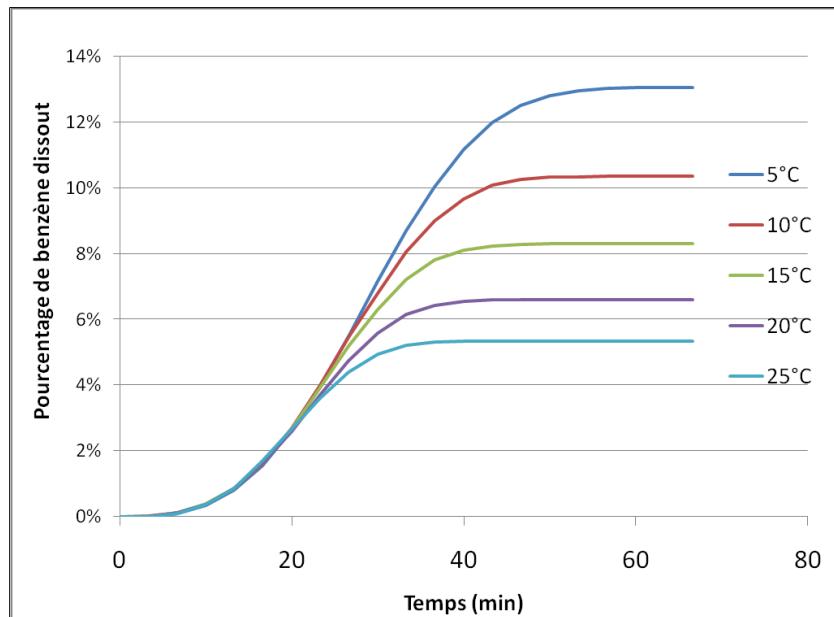


Figure 5.12 : Cinétique de dissolution du benzène selon la température

5.2.3.2 Masse totale d'essence déversée

Comme l'évaporation et la dissolution sont toutes deux proportionnelles à la même surface de contact et à la même masse d'essence totale, les proportions relatives de benzène dans l'air et l'eau restent les mêmes. C'est ce que montre la Figure 5.13 dont les courbes représentent des simulations effectuées à 15°C pour différentes quantités d'essence. En revanche si la quantité d'essence est plus grande, le temps nécessaire pour que tout le benzène soit dissous ou évaporé sera plus long.

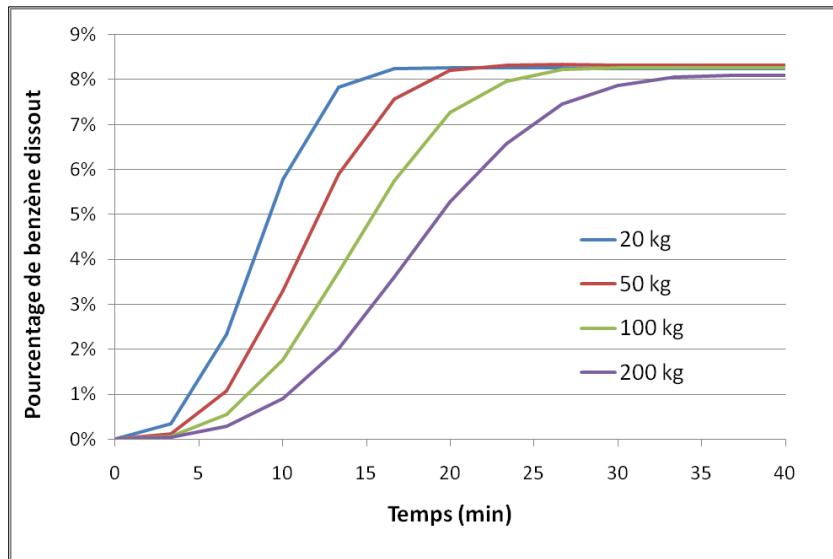


Figure 5.13 : Influence de la masse d'essence totale sur la dissolution

5.2.3.3 Méthode de calcul simplifié pour déversement d'essence

La Figure 5.14 montre bien que la différence entre ces deux méthodes de modélisation est négligeable et qu'il est approprié de modéliser un déversement d'essence comme instantanément dissout en appliquant un facteur correcteur pour tenir compte des pourcentages de benzène dissout et évaporé. Puisque ce test a été réalisé en considérant une faible température et une grande quantité d'essence déversée, les conclusions sont valables pour tout déversement de moins de 200 kg ou lorsque la température est de plus de 5°C, car la dissolution et l'évaporation se font alors encore plus rapidement.

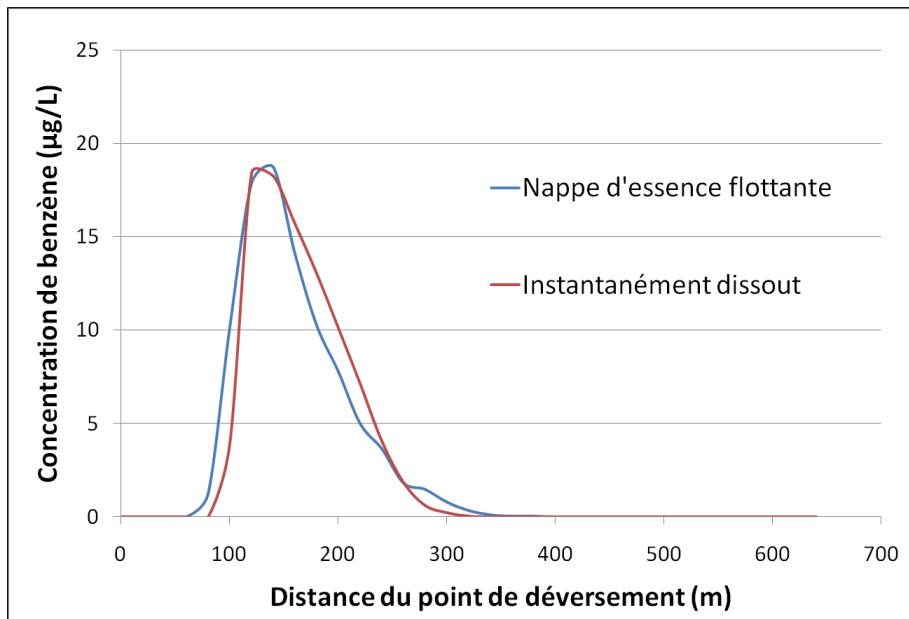


Figure 5.14 : Test de la méthode simplifiée pour déversement d'essence

5.2.3.4 Influence de la durée du déversement

Déversement instantané

Les concentrations illustrées sur la Figure 5.15 sont les concentrations maximales qui seraient enregistrées lors du passage du pic de contaminant vis-à-vis d'un observateur immobile.

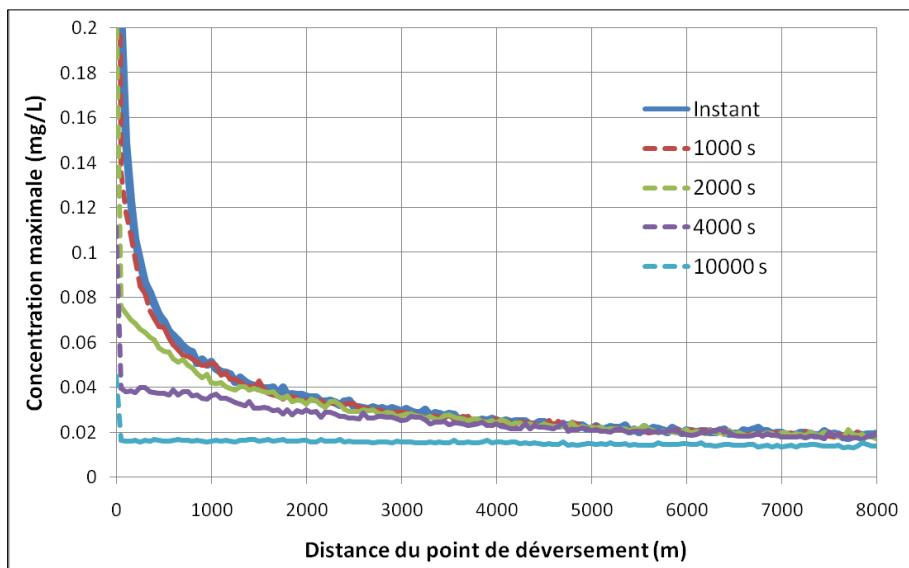


Figure 5.15 : Durée maximale d'un déversement instantané

On peut constater qu'à une grande distance à l'aval du point de déversement, un déversement de courte durée entraîne les mêmes concentrations maximales de contaminant qu'un déversement instantané. Pour un déversement de 2000 s ou moins, l'hypothèse d'un déversement instantané est valable dès le premier kilomètre. À l'inverse, pour un déversement de 10000 s ou plus, les concentrations sur toute la longueur du cours d'eau seraient surestimées par la modélisation d'un déversement instantané. Nous retiendrons donc la valeur de 2000 s comme durée critique au-delà de laquelle la condition initiale d'injection instantanée ne sera pas utilisée.

Déversement continu infini

La Figure 5.16 compare les concentrations maximales observées tout le long du canal pour un même débit massique de contaminant de $1\text{g}\cdot\text{s}^{-1}$ pendant différentes durées. La courbe en noir représente la concentration d'équilibre qui devrait théoriquement être obtenue pour un déversement infini en divisant le débit massique de contaminant par le débit volumique du cours d'eau.

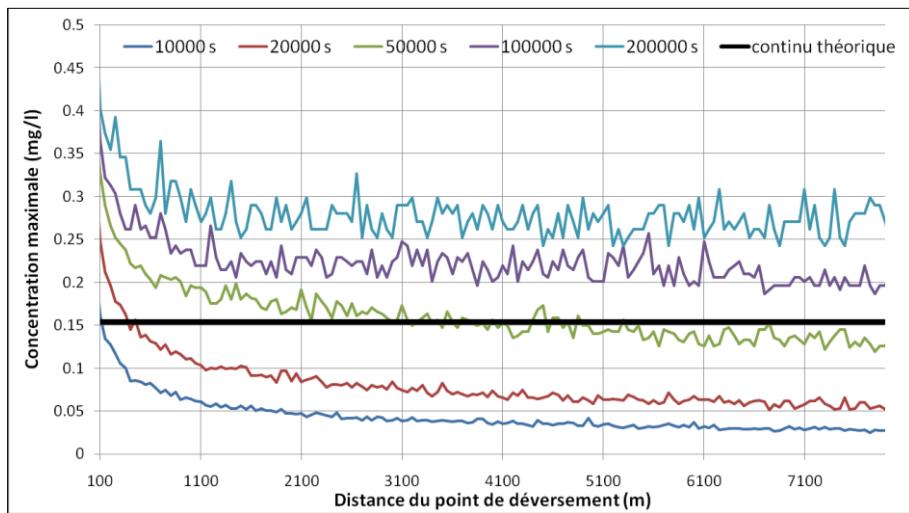


Figure 5.16 : Durée minimale d'un déversement continu infini

On peut voir que même pour des déversements de longue durée, la concentration maximale est toujours plus élevée sur le premier kilomètre suivant le point de déversement. Ce phénomène est dû au fait que le contaminant est injecté près de la berge dans une zone de faible vitesse et s'y accumule donc en plus grande quantité avant d'être transporté vers le centre puis vers l'aval. Pour des déversements de plus courte durée, la concentration maximale atteinte continue de chuter après ce premier kilomètre sous l'effet de la dispersion. Pour une durée de plus de 100 000 s, la concentration maximale reste la même sur toute la longueur du canal à l'exception de la zone de

mélange initial. Cela peut paraître surprenant puisque le temps de séjour total du canal est de plus de 170 000 s. L'équilibre n'a donc pas à être atteint sur toute la longueur du canal pour que la concentration maximale atteigne une sorte de plateau. Ce phénomène de plateau est visible sur la Figure 5.17.

De façon tout aussi surprenante, la concentration maximale pour la courbe 200000 s est plus élevée que pour la courbe 100000 s sur la Figure 5.16 même si ces deux courbes atteignent le même plateau de concentration d'équilibre à la Figure 5.16. En observant de plus près, on réalise que la différence de concentration maximale est d'origine purement stochastique. Le modèle lagrangien utilisant un algorithme de marche aléatoire entraîne nécessairement des variations aléatoires de concentrations. Puisque le « plateau » de forte concentration est plus long pour le déversement de 200000 s que pour celui de 100000 s, il est logique que le pic maximum rencontré soit statistiquement plus élevé. On en conclut donc qu'un déversement de 100000 s ou plus pourra être considéré comme un déversement continu.

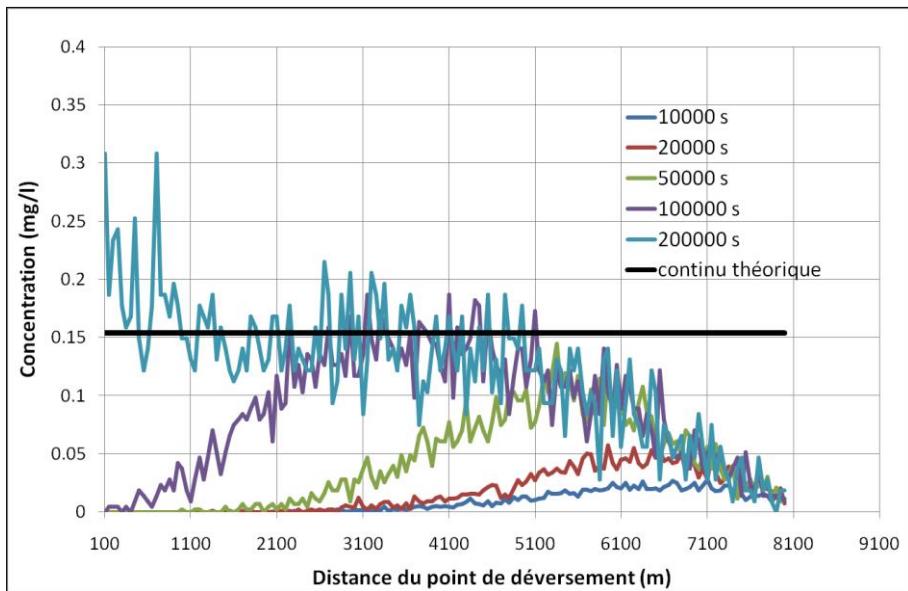


Figure 5.17 : Concentrations à $t=100000$ s pour diverses durées de déversement

Il est utile de faire ici un court aparté sur le caractère aléatoire du processus de dispersion en cours d'eau. Les variations de vitesse dans un écoulement turbulent étant aléatoires, il est normal que les concentrations varient également de façon aléatoire et deux essais au traceur réalisés sur le même cours d'eau dans les mêmes conditions d'écoulement présenteront toujours des résultats légèrement différents. La loi de Fick que l'on applique aux problèmes de dispersion est une équation

déterministe et elle représente généralement bien la moyenne des concentrations engendrées par le processus réel de dispersion. Les modèles eulériens de type éléments finis sont également déterministes. Les modèles lagrangiens de type « marche aléatoire » présentent des variations aléatoires de concentration dont l'amplitude est notamment influencée par le nombre de particules utilisées dans une simulation.

Déversement continu à durée déterminée

Plusieurs scénarios de contamination ne sont pas adéquatement représentés ni par un déversement instantané ni par un déversement continu infini. Un exemple typique d'un tel scénario peut être celui d'un réservoir percé lors d'un accident routier dont le contenu fuit pendant un certain temps ou une fuite dans une conduite qui serait rapidement repérée et colmatée. Ces scénarios doivent, la plupart du temps, être simulés au cas par cas puisque les concentrations résultantes dépendent à la fois du débit d'apport de contaminant et de la durée totale du déversement. En fonction des bornes supérieures et inférieures déterminées ci-haut, la Figure 5.18 illustre les conditions dans lesquelles il est nécessaire de prendre en compte la durée réelle du déversement.

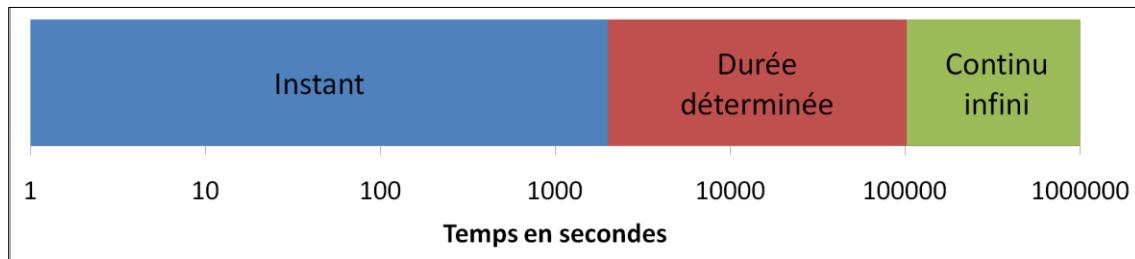


Figure 5.18 : Hypothèse de modélisation selon la durée de déversement

5.3 Résultats et analyse des simulations de scénarios de contamination

5.3.1 Scénario1: Apport d'eaux usées depuis le réseau d'égout

La Figure 5.19 illustre les débits entraînant un dépassement des seuils de concentration d'*E. coli* en fonction de la distance de la prise d'eau où surviendrait le bris d'égout. À cause des processus de décantation et de mortalité, les débits affichés pour de longues distances à l'amont sont légèrement plus élevés, mais la différence est faible et le déclin naturel des *E. coli* sur de longs temps de parcours ne représente pas en soi une barrière de protection efficace.

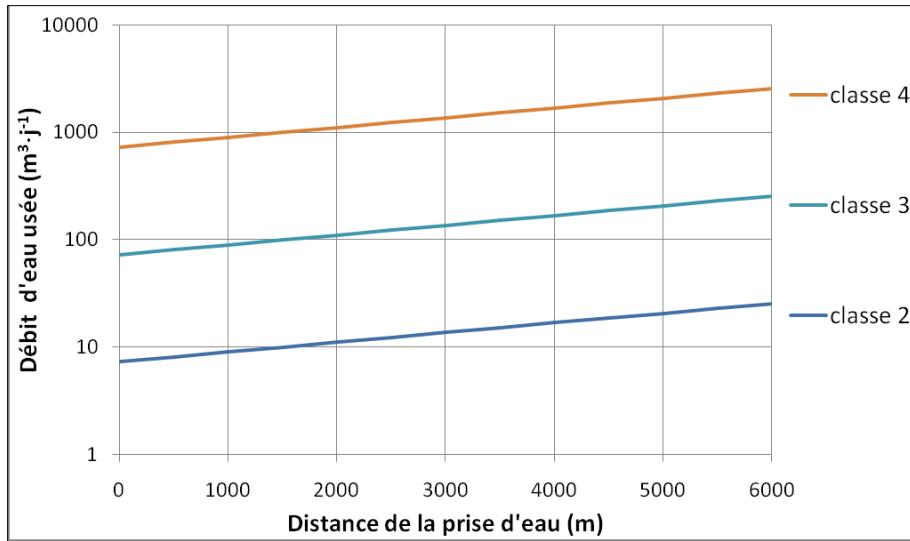


Figure 5.19 : Volume d'eaux usées entraînant un dépassement des seuils de concentration d'*E. coli*

Afin de mettre en perspective les volumes d'eaux usées qui auraient un impact négatif sur l'usine d'eau potable et les volumes réalistes qui pourraient être déversés lors d'un bris de conduite, la Figure 5.20 montre les pourcentages du débit 1/1an des collecteurs d'égout qui entraîneraient le dépassement des différents seuils de qualité d'eau. Les courbes ne couvrent pas les 8 km du canal pour la simple raison que ces collecteurs ne longent pas le canal sur toute sa longueur. L'aspect en escalier des courbes est dû aux variations de débit là où des conduites d'égout secondaires rejoignent les collecteurs principaux. On remarque que les pourcentages calculés sont relativement faibles même pour atteindre le seuil de la classe 4. Une bonne base de comparaison est donnée par différentes études de terrain réalisées aux États-Unis sur des tronçons d'égouts unitaires âgés (Amick, 2000). Il n'est pas rare d'y retrouver des débits d'exfiltration correspondant à plus de 5% ou 10% du débit de la conduite sur des tronçons de seulement quelques centaines de mètres. Ces résultats à priori inquiétants sont en partie dus à la décision très conservatrice d'utiliser les seuils de classe de traitement initialement définis pour des concentrations moyennes annuelles pour évaluer la qualité de l'eau lors d'une pointe de contamination.

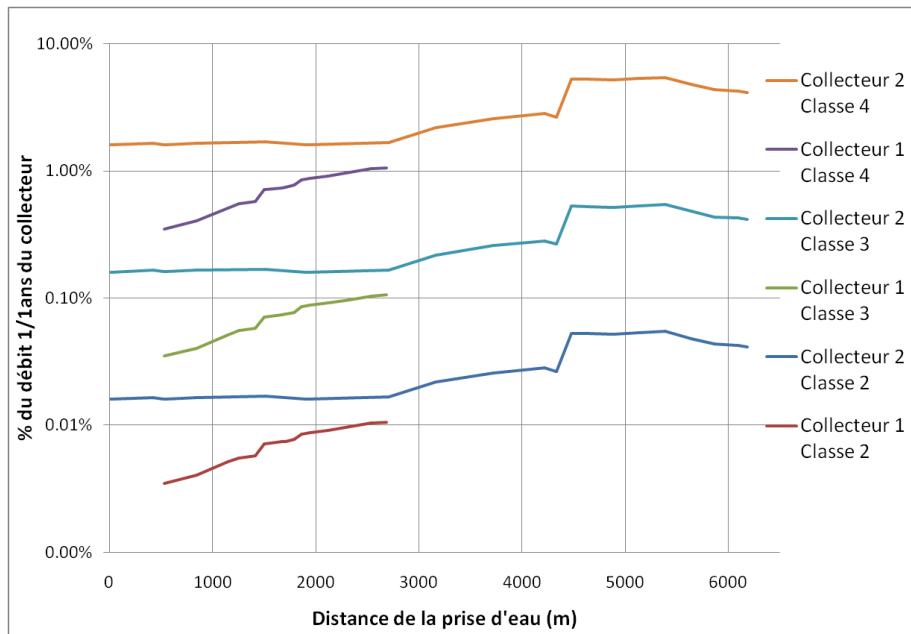


Figure 5.20 : Dépassement des seuils de concentration en pourcentage du débit des collecteurs

Les volumes d'eaux usées exfiltrées calculés par Guérineau (2013) ont été reportés sur la Figure 5.19 pour créer la Figure 5.21. On y remarque que, en 2013, les exfiltrations mesurées par temps de pluie sur le segment situé près de la prise d'eau faisaient passer la qualité de l'eau brute à la catégorie 2. Cette qualité variable de l'eau brute en conditions normales d'utilisation, si elle est bien prise en compte dans la conception et l'opération de l'usine de traitement, peut représenter un avantage lorsque survient un événement extrême. En effet la chaîne de traitement est conçue en conséquence d'un certain risque microbiologique et les opérateurs de l'usine sont habitués à ajuster les traitements notamment en fonction de la turbidité de l'eau brute. Une telle usine est évidemment beaucoup mieux préparée pour faire face à une contamination majeure qu'une usine au traitement minimal comptant uniquement sur la très bonne qualité de sa source d'eau (ex.: eau souterraine).

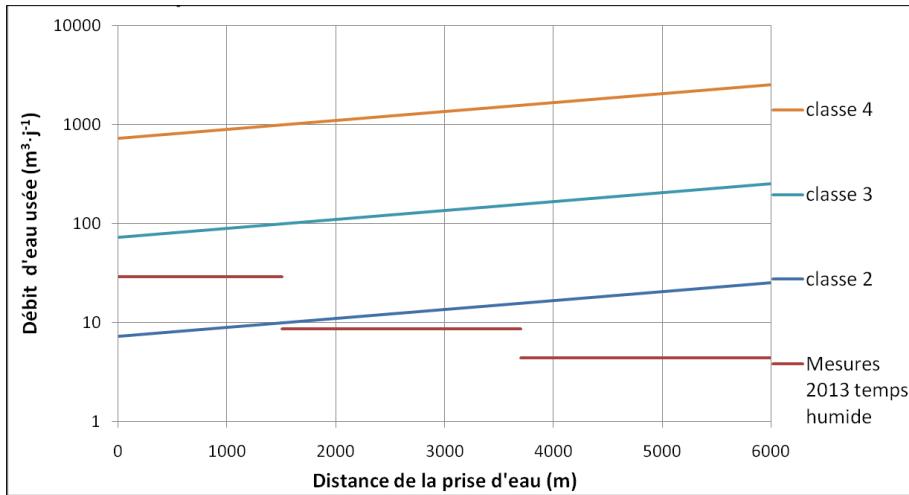


Figure 5.21 : Comparaison entre exfiltrations mesurées et débits entraînant des dépassements de seuils

Plusieurs des conduites longeant le canal étudié ont été inspectées en 2013. Des traces d'infiltration suggèrent que le niveau des collecteurs est inférieur à celui de la nappe phréatique environnante. Il faudrait donc, pour qu'un important débit soit exfiltré, que la charge hydraulique soit augmentée par un blocage dans la conduite. Les mêmes inspections laissent également supposer un bon état structural des conduites si bien que la probabilité d'un écrasement de collecteur est faible. Si toutefois il y avait exfiltration, les sols autour du canal présentent de nombreuses zones de remblai et d'éventuels chemins d'écoulement préférentiels pourraient se former. Heureusement, l'arrivée simultanée d'un bris majeur et d'une très forte pluie se produit rarement. Le suivi de la qualité de l'eau à l'usine représente donc une mesure essentielle pour repérer rapidement toute hausse anormale de turbidité ou des indices de contamination fécale et identifier la source du problème avant qu'un événement de forte pluie ne vienne dégrader davantage la qualité de l'eau brute.

5.3.2 Scénario 2: Remise en suspension de sédiments contaminés

La Figure 5.22 illustre le volume de sédiments devant être remis en suspension pour atteindre une concentration en plomb de 0.01 mg/l. Ces courbes sont construites en considérant le pic de concentration et les volumes de sédiments indiqués sont ceux pour lesquels la concentration maximale admissible en plomb serait dépassée pour au moins une seconde. Toutes les courbes des 18 simulations sont présentées sur le même graphique afin de montrer l'étalement des résultats, mais on s'intéresse évidemment particulièrement aux simulations les plus critiques où un glissement de plus faible ampleur représente une menace pour la prise d'eau. On remarque que pour

l'ensemble des courbes, la concentration de plomb en suspension diminue rapidement vers l'aval sous l'effet de la dispersion et de la décantation des solides. Certaines courbes présentent également des oscillations à des distances plus élevées. Ces oscillations résultent de l'imprécision numérique et ne représentent aucune réalité physique.

Dès qu'on s'éloigne du lieu du déversement, les simulations les plus critiques affichent des volumes de sédiments dispersés de l'ordre de 20 à 30 m³. Ces volumes peuvent sembler peu élevés, mais, si l'on considère que seuls les premiers 10 cm de sédiment plus meubles sont effectivement remis en suspension, c'est tout de même une bande riveraine d'une largeur de 5 m sur une distance de 50 m qui serait totalement remis en suspension. Un tel glissement de terrain ne passerait certainement pas inaperçu et les opérateurs de l'usine auraient vraisemblablement le temps d'adapter la filière de traitement par exemple en ajoutant des coagulants pour améliorer l'efficacité de la filtration.

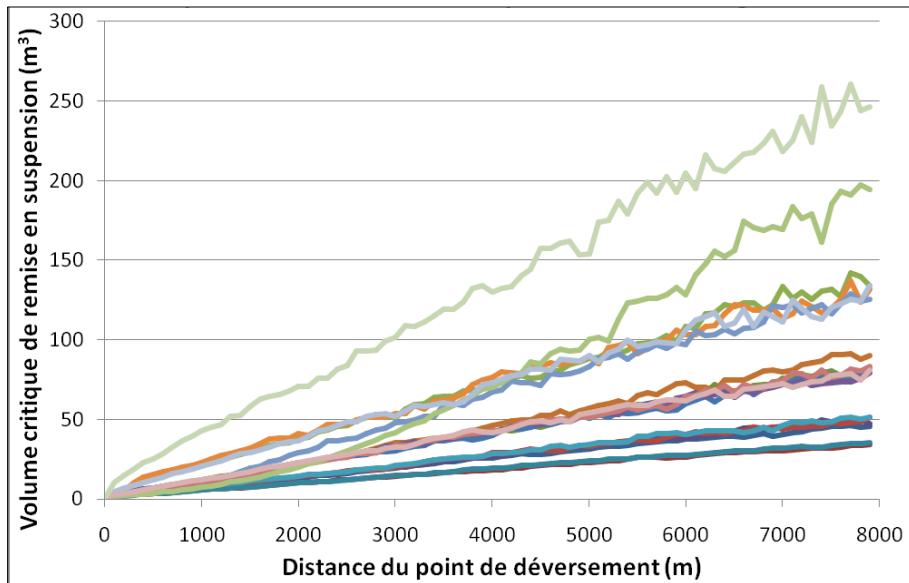


Figure 5.22 : Volume critique d'une remise en suspension de sédiments

5.3.3 Scénario 3: Déversement chimique intentionnel

Les quantités de contaminants présentées au Tableau 5.5 sont celles pour lesquelles les seuils de concentration sont dépassés pendant au moins une seconde en considérant les conditions d'écoulement ou la dilution est la plus faible.

Tableau 5.5 : Quantités critiques de contaminants pour un déversement intentionnel

Contaminant	Toxicité chronique faible	Toxicité subchronique modérée	Toxicité aiguë élevée
Trioxyde d'arsenic	0.17 kg	1.39 kg	2169 kg
Cyanure	3.48 kg	104 kg	743 kg
Sarin	ND	0.24 kg	82 kg

On remarque que les quantités nécessaires pour atteindre les concentrations fixées en fonction de la toxicité chronique sont très faibles. Cela n'est pas surprenant et n'est pas très inquiétant dans la mesure où une seule exposition à une si faible concentration ne produirait vraisemblablement aucun effet mesurable. D'autre part, les quantités critiques pour atteindre le seuil de toxicité aiguë sont considérables et on imagine mal qu'un déversement de plus de 2 tonnes de trioxyde d'arsenic puisse passer inaperçu. Même pour le sarin, la quantité de 82 kg est très élevée surtout pour une substance qui n'est légalement plus produite depuis plus de 20 ans. Un résultat apparemment surprenant est que l'arsenic apparaît comme plus problématique que le cyanure dans les cas d'intoxication chronique et subchronique alors que c'est le cyanure qui est le plus toxique de façon aiguë. L'explication vient du fait que le cyanure peut être métabolisé par l'organisme (Santé Canada, 1979) lorsqu'absorbé en très petite quantité de façon chronique, mais qu'une dose plus élevée devient vite très dangereuse.

5.3.4 Scénario 4: Déversement d'essence suite à un accident routier

La Figure 5.23 montre les volumes critiques des déversements d'essence qui entraîneraient le dépassement de la concentration seuil en fonction du lieu du déversement. Les 18 combinaisons d'hypothèses sont encore une fois représentées pour illustrer l'incertitude. Les volumes d'essence jugés problématiques sont de plus en plus élevés lorsque le déversement se fait loin de la prise d'eau à cause des processus de dispersion et d'évaporation du benzène qui réduisent le pic de concentration.

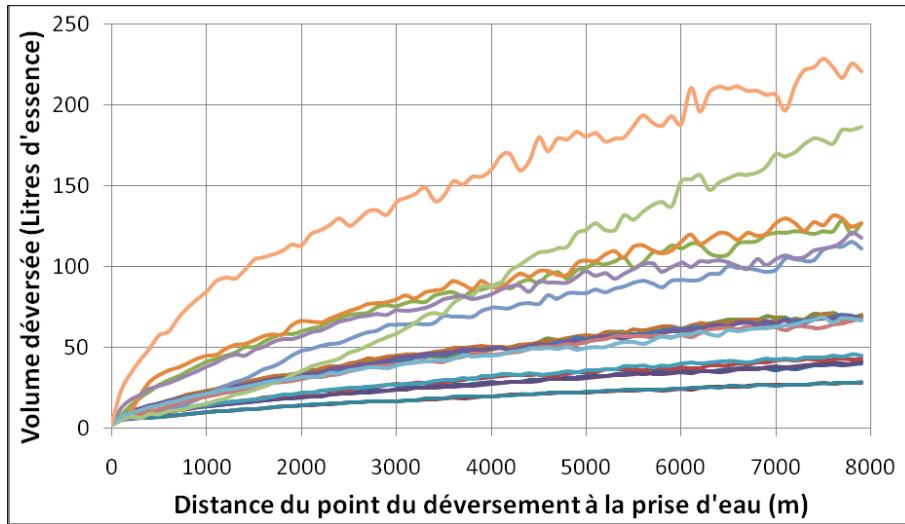


Figure 5.23 : Volume critique d'un déversement d'essence

On remarque que les simulations les plus pessimistes laissent supposer qu'un volume aussi faible que 30 l d'essence déversé à plus de 8 km en amont de la prise d'eau serait suffisant pour atteindre le seuil de 0,5 µg/l fixé. Même les simulations les plus optimistes prévoient qu'un volume de 200 l serait problématique à 8 km en amont. Pour le premier kilomètre en amont de la prise d'eau, de 5 à 50 litres suffiraient à atteindre le seuil de benzène. C'est d'ailleurs sur ce tronçon d'un kilomètre que la probabilité d'un déversement d'origine routière est la plus élevée (section 5.4.5.1). Un volume aussi faible oblige à considérer les petits réservoirs d'essence des véhicules automobiles comme autant de sources de contamination potentielles en cas d'accident routier. Or, la quantité seuil de matières dangereuses de classe 3 (liquides inflammables, dont l'essence) sujette à déclaration obligatoire selon Transport Canada (2014) est de 200 l. Cela signifie qu'une personne mal informée de l'utilisation du canal comme source d'approvisionnement en eau potable pourrait omettre de déclarer un déversement suffisamment important pour menacer la qualité de l'eau.

5.4 Mesures de mitigation potentielles

5.4.1 Utilisation d'agents dispersants

Les agents dispersants ont été largement utilisés dans des déversements en mer pour favoriser la dissolution des hydrocarbures (Lessard & DeMarco, 2000). Les hydrocarbures sont ainsi plus biodisponibles pour certains microorganismes marins qui peuvent les dégrader. Cependant, dans un contexte de cours d'eau servant de source d'eau potable, les inconvénients des agents dispersants

outrepassent largement leurs avantages. Tout d'abord, en accélérant la dissolution du benzène dans l'eau, ils réduiraient la fraction qui aurait le temps de s'évaporer depuis la phase flottante (section 5.2.3). C'est donc une plus grande quantité totale de benzène et d'autres hydrocarbures aromatiques toxiques qui atteindraient la prise d'eau potable. Ensuite, une plus grande dispersion compromettrait les tentatives de récupération *in situ* de l'essence. Enfin, le volume d'eau disponible pour la dispersion dans un canal est beaucoup plus restreint qu'en mer et les dispersants présentent eux-mêmes une certaine toxicité notamment sur les écosystèmes aquatiques (Goodbody-Gringley et al., 2013) et probablement sur la santé humaine. Cette mesure de mitigation est donc à proscrire dans le cadre de l'étude de cas qui nous intéresse.

5.4.2 Récupération *in situ* des hydrocarbures

Dans les cas de déversement en mer comme dans des cours d'eau, on tente souvent de récupérer un maximum d'hydrocarbures sur le lieu même du déversement et dans les milieux récepteurs voisins. Des méthodes comme l'utilisation de digues flottantes absorbantes, de digues flottantes de rétention ou le pompage et la séparation des eaux fortement contaminées en surface ont été appliquées avec différents degrés de succès lors des déversements de la Kalamazoo River (McGowan et al., 2012), de Lemon Creek (Maxey, 2013) ou de West Virginia (Bahadur & Samuels, 2014). Pour être efficaces, ces méthodes doivent être entreprises le plus rapidement possible avant que la nappe d'essence se soit étalée sur une trop grande superficie ou pire que les constituants toxiques comme le benzène se soient dissous dans l'eau. Les Figure 5.12 et Figure 5.13 montrent que la dissolution du benzène serait complète en 1 h. Les opérations de récupération disposent donc d'une fenêtre de temps très étroite et on peut douter qu'elles ne soient efficaces pour améliorer la qualité de l'eau potable. Cependant, il est certain que toute quantité de contaminant qui peut être retirée avant d'atteindre la prise d'eau potable doit l'être et l'utilisation d'absorbants et de pompes permettrait possiblement de récupérer certains constituants moins solubles et moins volatils de l'essence comme les HAP avant que ceux-ci ne viennent contaminer les sédiments du canal ou les filtres de l'usine d'eau potable.

5.4.3 Utilisation d'un outil de modélisation pour prévoir les temps de parcours

5.4.3.1 Utilisation préventive d'un modèle de transport

La Figure 5.24 illustre le temps d'arrivée du contaminant en fonction de la distance du déversement. Plutôt que d'illustrer les 18 courbes possibles elle ne montre que les temps maximum, médian et minimum.

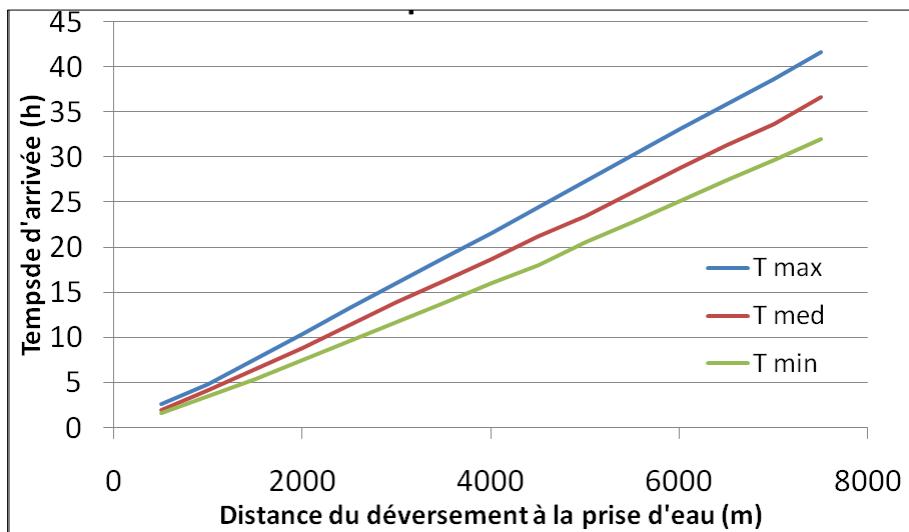


Figure 5.24 : Temps d'arrivée du contaminant à la prise d'eau

Des calculs similaires peuvent facilement être réalisés pour n'importe quel cours d'eau et sont d'une grande utilité dans la planification des opérations d'urgence. Avant la réalisation de la présente étude, les opérateurs de l'usine d'eau potable avaient d'ailleurs eu recours à un calcul simple pour estimer le temps de parcours sans considérer la dispersion et en se basant uniquement sur la vitesse moyenne d'écoulement. Il est à noter que cette dernière méthode peut fournir de bonnes estimations, mais doit être utilisée avec prudence puisque le front du panache de contaminant peut arriver plusieurs heures avant le pic.

Les combinaisons d'hypothèses conduisant aux temps T₁ et T₂ les plus critiques pour les règles d'opération du Tableau 4.11 sont présentées ci-dessous au Tableau 5.6.

Tableau 5.6 : Combinaisons d'hypothèses pour T1 et T2

Plus faibles valeurs de T1	Valeurs plus élevées de T2
Section1	Section1
Présence de plantes aquatiques	Présence de plantes aquatiques
Déversement sur la rive nord	Déversement sur la rive sud
Ky et Kz minimaux	Ky et Kz minimaux

La Figure 5.25 montre la différence T2-T1 en fonction de la distance du point de déversement à la prise d'eau. La durée de fermeture est d'autant plus longue que le déversement survient loin à l'amont de la prise d'eau. En effet, le nuage de contaminant a alors le temps de s'allonger sous l'effet de la dispersion et son passage devant la prise d'eau est plus long. Le pire scénario envisagé prédit un arrêt de deux jours pour un déversement survenant 8 km en amont. Rappelons toutefois que certains mécanismes de dégradation et d'adsorption ont été négligés et que ces derniers pourraient sensiblement réduire les concentrations sur une aussi longue période.

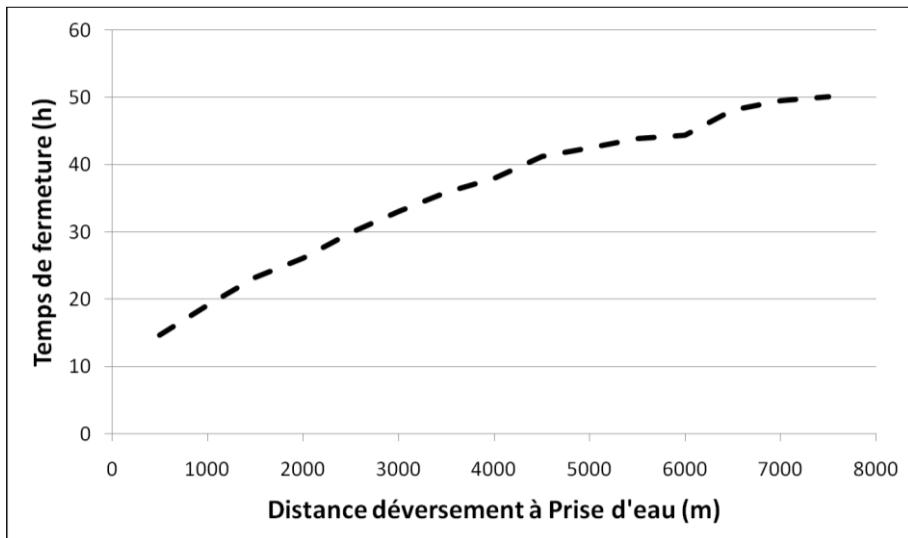


Figure 5.25 : Durée de fermeture de l'usine sans mesure de mitigation

En réalité, les opérations normales de traitement et de distribution de l'eau potable ne seraient pas reprises sur la seule base des prédictions d'un modèle de transport. Des échantillons seraient prélevés et analysés en laboratoire avant de rouvrir la prise d'eau ou de lever un avis de non-consommation. Les durées de fermeture de la Figure 5.25 sont cependant utiles comme base de comparaison pour les autres mesures de mitigation visant à réduire la durée d'arrêt.

5.4.3.2 Utilisation réactive d'un modèle de transport

Le développement de systèmes d'alerte ou « Early Warning Systems » gagne en popularité et les modèles de transport sont reconnus comme des composantes importantes de tels systèmes (USEPA, 2007). Cependant, même dans un cas comme celui-ci où le modèle est spécialement conçu pour un cours d'eau en particulier, la collecte des informations (composition de la substance déversée, débit et durée de la fuite, lieu du déversement, débit d'eau au moment du déversement, etc.) et le temps de calcul peuvent représenter des obstacles importants en situation d'urgence. Si l'on utilisait le modèle développé dans sa configuration actuelle pour réaliser des simulations en temps réel lors d'un événement de contamination, il faudrait compter le temps de calcul de 20 minutes estimé à la section 5.2.1.3 et réaliser autant de simulation qu'il y a de paramètres qui ne sont pas bien connus et dont on veut connaître l'influence. On atteint ainsi plusieurs heures de calcul ce qui vient réfuter l'hypothèse de recherche formulée en 0 voulant que le modèle développé soit utilisable en situation d'urgence.

Ces limitations des logiciels de modélisation ont été identifiées par Jobson (1996) qui propose de leur préférer des calculs plus simples et rapides basés sur des mesures ou des estimations empiriques des temps de transport. Des modèles unidimensionnels relativement peu complexes peuvent également être utilisés à condition de pouvoir disposer en temps réel des données hydrologiques nécessaires. Un bon exemple de ce type de modèle est l'ICWater appliqué avec un certain succès au cas de l'Elk River (Bahadur & Samuels, 2014).

5.4.4 Suivi en continu de la qualité de l'eau brute

Pour le scénario sans capteur, une seule courbe suffisait à illustrer la durée de fermeture de l'usine puisqu'en l'absence d'information en temps réel, le pire cas était toujours considéré. Pour le scénario où un capteur est installé à la prise d'eau, plusieurs courbes sont nécessaires correspondant aux différentes combinaisons d'hypothèses. Pour alléger l'affichage des graphiques, seuls les résultats de simulations engendrant les temps de fermeture minimum, maximum et médian sont illustrés. Il est important de souligner que l'utilisation du temps médian de fermeture n'a aucune signification physique réelle. En effet, comme précédemment mentionné, les 18 différentes combinaisons d'hypothèses utilisées ne représentent pas 18 scénarios équiprobables, mais servent seulement à quantifier l'incertitude du modèle. La médiane est utilisée à des fins de comparaison, mais toute

décision fondée sur ces résultats devrait également prendre en compte les valeurs maximales et minimales.

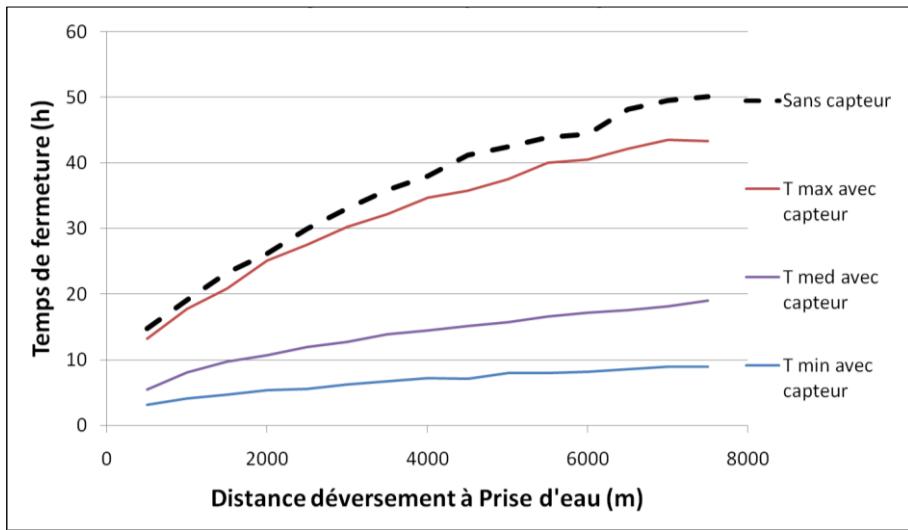


Figure 5.26 : Effet d'un capteur à la prise d'eau sur la durée de fermeture

Les résultats illustrés à la Figure 5.26, montrent une diminution du temps de fermeture de l'usine grâce au capteur, et ce même en considérant les hypothèses les plus désavantageuses. Les avantages sont encore plus grands si, lors du déversement, les conditions d'écoulement s'approchent plus des hypothèses utilisées pour tracer la courbe T_{min} . Le gain de temps obtenu grâce à l'utilisation de capteurs peut ainsi varier de quelques heures à près de 40 heures. Cela permet de relativiser le coût d'installation d'un système de suivi en continu de la qualité de l'eau en le comparant aux coûts engendrés par une longue interruption de service ou à celui de l'ajout d'un important volume de réserve d'eau traitée.

5.4.4.1 Positionnement et choix d'un capteur

L'un des principaux avantages d'un système de suivi en continu de la qualité de l'eau est de permettre la fermeture de la prise d'eau avant même que le contaminant ne pénètre dans l'usine. Il peut donc être avantageux de le positionner légèrement en amont de la prise d'eau. Il n'existe pas de recette infaillible pour déterminer la position exacte du capteur, mais ce choix peut être basé sur la vitesse d'écoulement du canal, la fréquence de mesure du capteur et le temps nécessaire à la fermeture de la prise d'eau selon l'équation (eq.5.1).

$$Distance_{capteur} = U \cdot (T_{aquisition} + T_{traitement} + T_{réaction}) \quad (\text{eq.5.1})$$

Le capteur choisi doit minimalement rencontrer deux critères à savoir : présenter des limites de détection plus basses que les concentrations maximales admissibles pour les substances ciblées et être utilisable en continu pour être relié à un système d'alerte. Deux capteurs sont présentement à l'essai par la municipalité exploitant l'usine de traitement étudiée. Il s'agit de la sonde Trios Enviroflu-HC500® de type fluorimètre immergé et du système Multisensor-MS1200® de type « nez électronique ».

Pour la sonde Trios Enviroflu-HC 500, le manuel d'utilisation du fabricant (TriOS, 2010) ne spécifie pas de limite de détection précise, mais mentionne que l'instrument peut mesurer des concentrations de HAP à l'échelle des ppb ($\mu\text{g/l}$) et présente des ratios de sensibilité entre un mélange d'étalonnage standard et plusieurs substances. Le fluorimètre est peu efficace pour détecter les hydrocarbures aromatiques monocycliques comme les BTEX et détecte plutôt les polycycliques comme le naphtalène. Comme les HAP sont présents en moins grandes quantités dans les mélanges d'essence (ex.: 0.5% de naphtalène) que les monocycliques (ex.: 2% de benzène, 30% de toluène), un déversement d'essence pourrait entraîner un dépassement de 0.5 $\mu\text{g/l}$ de benzène avant que le seuil de détection du naphtalène par le capteur ne soit atteint. On n'est toutefois pas trop loin du compte et cet appareil demeure efficace pour détecter une concentration d'essence légèrement plus importante où un déversement d'hydrocarbures plus lourds (ex.: pétrole brut) contenant plus de HAP.

La fiche technique du système MS1200 (Multisensor System, 2013) spécifie une limite de détection de 10 ppb pour le toluène dans l'eau. La sensibilité est probablement semblable pour le benzène ainsi que les autres composés aromatiques monocycliques. Comme la fraction totale de composés aromatiques monocycliques (environ 40%) est 20 fois supérieure à la fraction du benzène seul (environ 2%), et que la limite de détection de 10 ppb est 20 fois supérieur au seuil de 0.5 $\mu\text{g/l}$ de benzène, l'appareil devrait être en mesure de détecter les VOC totaux plus ou moins au même moment où la concentration normée de benzène est atteinte suite à un déversement d'essence. La durée d'un cycle de mesure peut être réduite à 10 minutes ce qui permet de l'utiliser en continu pour déclencher la fermeture de la prise d'eau en cas de contamination à condition qu'il soit disposé

suffisamment en amont de la prise d'eau. Du point de vue de la stricte protection de l'eau potable vis-à-vis de la norme de benzène, c'est probablement l'appareil de mesure le plus approprié.

5.4.5 Aménagement d'une nouvelle prise d'eau

5.4.5.1 Diminution de la probabilité d'un déversement atteignant la prise d'eau

La principale réduction du risque par cette mesure est attribuable à une réduction de la probabilité de déversement. En effet, lors d'une précédente étude de vulnérabilité portant sur ce même canal, Mongelard (2009) note qu'il s'est produit en moyenne 53 accidents routiers par an de 1994 à 2004 sur le réseau autoroutier bordant le dernier kilomètre du canal. Sur tout le reste du réseau routier bordant les 7 autres kilomètres du canal, il n'y a eu que 33 accidents par an recensés de 1989 à 2005. C'est donc jusqu'à 60% des déversements potentiels qui seraient éliminés par l'aménagement d'une conduite souterraine captant l'eau en amont de l'autoroute.

5.4.5.2 Mouvement de l'eau en aval de la prise d'eau B

Les profils de vitesses d'écoulement engendrées par différentes forces de vent sont illustrés à la Figure 5.27. Les débits calculés sont de $0.16 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ pour un vent de 15 km/h et de $0.38 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ pour un vent de 30 km/h. En comparant les résultats pour 15 km/h avec le débit d'opération normale de l'usine de $6.5 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, on conclut que toute concentration atteinte dans la zone en aval du point B serait ainsi réduite par un facteur de dilution d'environ 40:1 en atteignant la prise d'eau. Le risque associé à un déversement en aval de la prise d'eau B n'est donc pas nul, mais il est considérablement réduit.

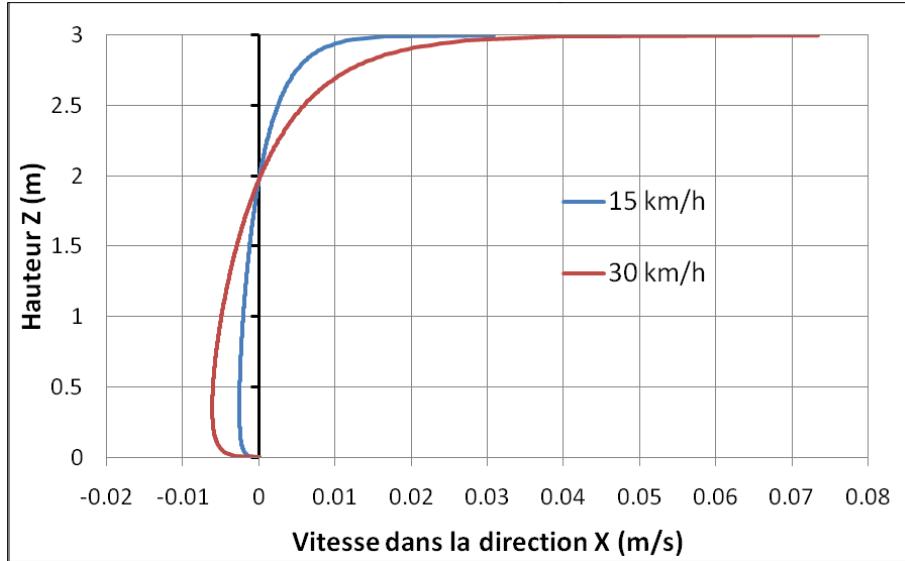


Figure 5.27 : Profil de vitesse induit par le vent

L'exemple précédent considérait un contaminant dissout et réparti sur toute la hauteur de la colonne d'eau. Qu'en est-il cependant d'un contaminant comme l'essence qui flotterait à la surface. On voit sur la Figure 5.27 que, si le vent souffle de l'aval vers l'amont à 30 km/h, une nappe d'essence pourrait remonter vers la prise d'eau à une vitesse de $0.07 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$. Cette vitesse est comparable aux vitesses mesurées en surface et illustrées aux Figure 5.2, Figure 5.3 et Figure 5.4. L'écoulement normal du canal à $6.5 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$ suffirait donc en principe à éviter cette migration vers l'amont. Cependant, la capacité de la vanne de purge a été estimée à seulement $3.5 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$. Dans ces conditions, il est possible qu'un contaminant flottant déversé en aval de B remonte jusqu'à la prise d'eau sous l'effet du vent. Rappelons toutefois que cette éventualité est peu probable puisque les vents dominants dans la région sont plutôt orientés vers la direction aval du canal.

Diminution des conséquences d'un déversement atteignant la prise d'eau

Les Figure 5.28, Figure 5.29, Figure 5.30 et Figure 5.31 montrent les durées de fermeture pour différentes longueurs de conduite. Plutôt que d'illustrer toutes les combinaisons d'hypothèses simulées, les résultats sont seulement présentés pour les temps de fermeture médian et maximal. La comparaison est faite avec la configuration actuelle à une seule prise d'eau pour illustrer les avantages potentiels de maintenir les deux prises d'eau en état de marche.

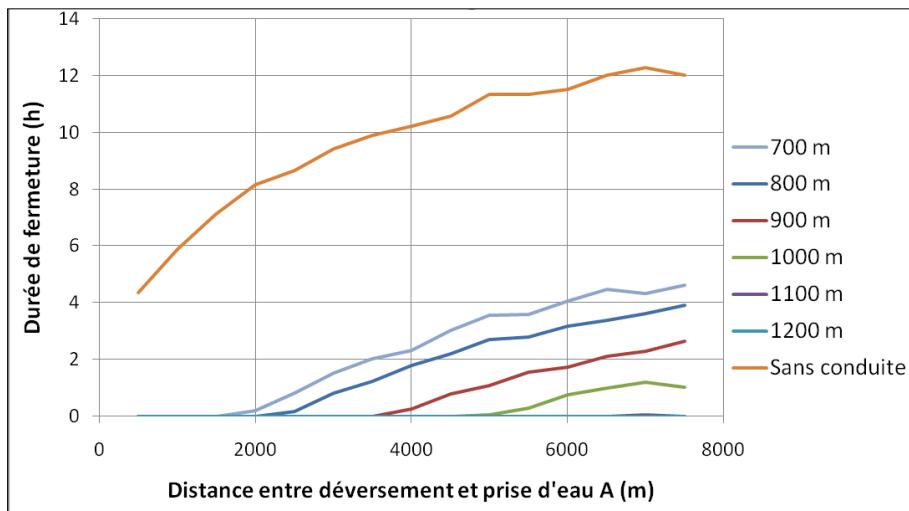


Figure 5.28 : Durée de fermeture médiane pour 100 kg d'essence avec différentes longueurs de conduite

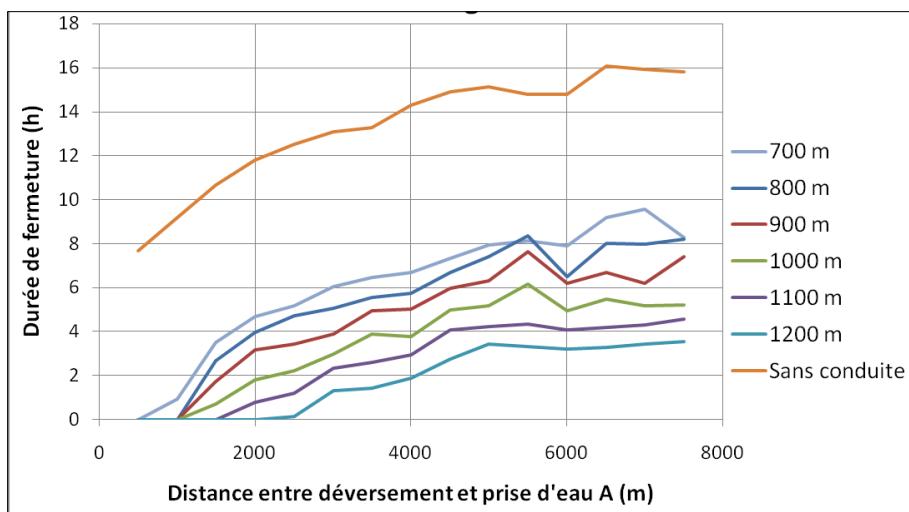


Figure 5.29 : Durée de fermeture maximale pour 100 kg d'essence avec différentes longueurs de conduite

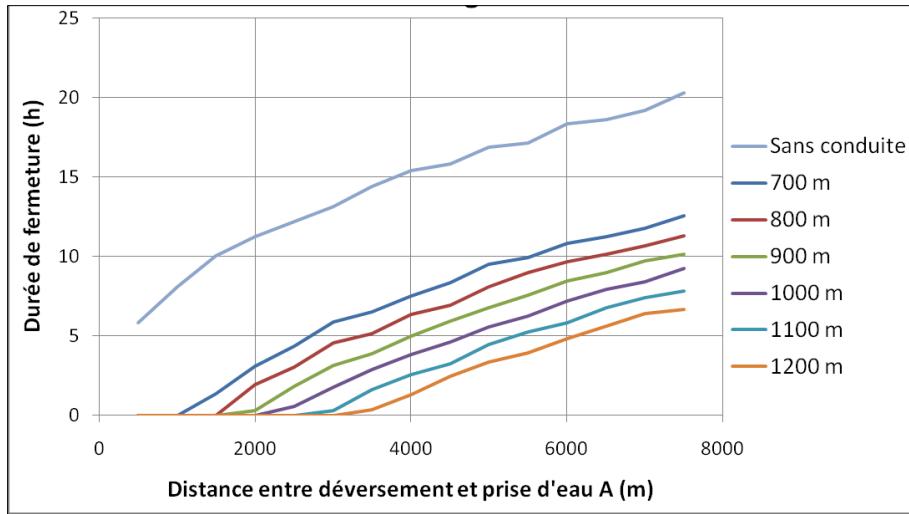


Figure 5.30 : Durée de fermeture médiane pour 500kg d'essence avec différentes longueurs de conduite

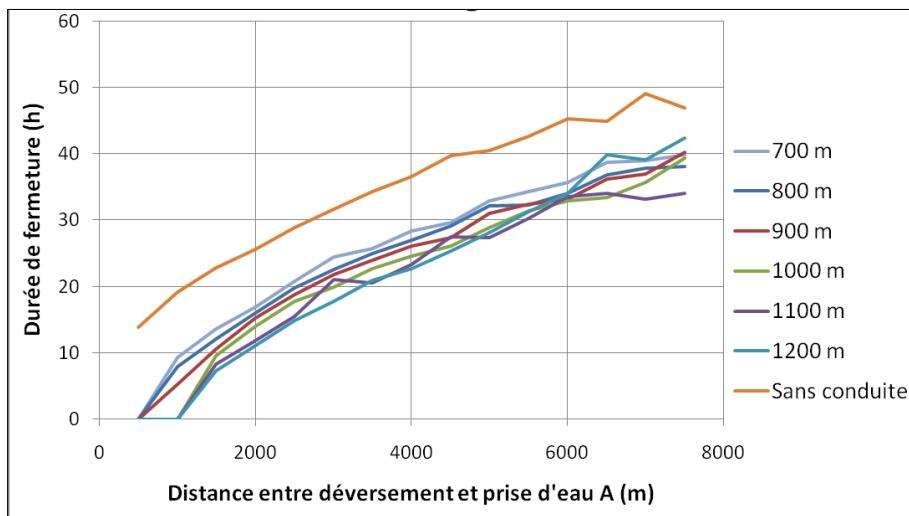


Figure 5.31 : Durée de fermeture maximale pour 500kg d'essence avec différentes longueurs de conduite

On remarque dans tous les cas qu'une conduite plus longue permet de réduire la durée de fermeture. Pour le cas de la durée médiane pour un déversement de 100 kg, les plus longues conduites simulées permettraient même d'éviter complètement l'arrêt de l'usine. Le personnel de l'usine nous a informés qu'un arrêt de production de plus de 5 h serait problématique puisque les réserves d'eau traitée seraient alors épuisées. En considérant les résultats médians, l'aménagement d'une deuxième prise d'eau à 700 m en amont permettrait de respecter cette exigence pour un déversement de 100 kg n'importe où le long du canal. Si on se base plutôt sur les temps maximums, c'est alors une

conduite de 1000 m qui serait nécessaire pour limiter la fermeture à 5h. Enfin, dans le cas d'un déversement de 500 kg, la présence d'une deuxième prise d'eau pourrait réduire considérablement la durée de fermeture, mais il faudrait une conduite excessivement longue pour respecter la contrainte de 5 heures. En somme, le choix final de la longueur d'une telle conduite relève d'un arbitrage entre les coûts de construction, le volume de réserve d'eau traitée et la durée maximale d'interruption de service jugée admissible en cas d'accident.

CHAPITRE 6 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Ce projet a mené à l'élaboration d'une méthode permettant d'évaluer les risques associés à différents événements de contamination dans une source d'eau potable. Cette méthode implique l'utilisation d'un modèle de transport des contaminants. Cette méthode a été appliquée à un canal d'eau potable en milieu urbain pour identifier les menaces de contamination les plus préoccupantes puis pour évaluer l'efficacité de différentes mesures de mitigation du risque. Certaines conclusions portent donc sur l'efficacité de la méthode et du modèle numérique développé alors que d'autres portent sur les menaces et les mesures de mitigation relatives au canal étudié. Plusieurs de ces conclusions sont généralisables à des sources d'eau potable dont les caractéristiques sont semblables. Des recommandations découlant directement de ces conclusions sont également formulées à l'intention de modélisateurs, d'opérateurs et de gestionnaires de station de traitement des eaux.

Conclusions:

Hypothèse a) Certains événements de contamination constituent un risque significatif pour l'usine de traitement étudiée et pourraient entraîner une interruption de service.

- Le risque associé à un déversement accidentel d'essence apparaît élevé puisqu'un faible volume d'essence (30 l) déversé 8 km en amont pourrait entraîner un dépassement à l'eau brute de la concentration seuil de benzène qui doit être respectée à l'eau traitée ($0.5 \mu\text{g}\cdot\text{l}^{-1}$).

Vérification: hypothèse a) confirmée

Hypothèse b) Les hydrocarbures transportés par voie routière sont les contaminants les plus préoccupants pour le cas d'étude considéré.

- Les microorganismes pathogènes sont les contaminants les plus dangereux du point de vue de la santé humaine et de faibles débits d'eaux usées entraîneraient des dépassements des seuils de classes de traitement. Cependant si elle fonctionne adéquatement, l'usine d'eau potable est déjà en mesure de traiter des pointes de concentrations de microorganismes pathogènes supérieures au seuil de la classe de traitement pour laquelle elle est conçue.

- Le risque associé à la remise en suspension de sédiments contaminés apparaît peu préoccupant dans la mesure où un très grand volume de sédiments devrait être remis en suspension avant que la concentration réglementaire de plomb ne soit dépassée.
- Compte tenu des quantités importantes d'essence transportée et du faible volume de déversement entraînant un dépassement du seuil de concentration de benzène, le scénario d'un déversement d'essence semble le plus susceptible d'entraîner une interruption du service de l'usine. De plus, les traitements de l'usine ne sont pas conçus pour l'enlèvement de ce type de contaminants.
- Un déversement chimique intentionnel malveillant pourrait potentiellement impliquer des substances très toxiques et difficiles à traiter par l'usine. Cependant, bien qu'un faible volume déversé puisse entraîner un dépassement des normes d'eau potable, les quantités déversées entraînant des effets toxiques aigus sont beaucoup plus élevées.

Vérification: hypothèse b) confirmée

Hypothèse c) Des mesures de remédiations *in situ* peuvent permettre de réduire les conséquences d'un déversement d'essence.

- L'utilisation d'agents dispersants en cas de déversement d'essence entraînerait une augmentation des concentrations de contaminants dissous.
- L'utilisation de digues flottantes absorbantes ou de contention serait peu efficace si elle ne suit pas immédiatement le déversement.

Vérification: Hypothèse c) infirmée

Hypothèse d) L'utilisation d'une sonde mesurant la concentration d'hydrocarbure à la prise d'eau permet de réduire la durée d'interruption de service en cas d'événement de contamination.

- Le suivi en temps réel de la qualité de l'eau permettrait de réduire le risque qu'un déversement passe inaperçu et de réduire de plus de moitié la durée de fermeture de la prise d'eau.

- Des technologies de suivi en continu existantes permettent de détecter les hydrocarbures à des concentrations voisines des normes d'eau potable.

Vérification: Hypothèse d) confirmée

Hypothèse e) Le modèle numérique quasi-3D développé offre une précision supérieure aux modèles unidimensionnels pour guider les mesures de prévention et mesures d'urgence liées à un déversement de contaminants.

- Le modèle 3D développé prédit la dispersion longitudinale plus précisément en s'appuyant sur des estimations de K_y et K_z que ne le fait un modèle unidimensionnel s'appuyant sur une estimation de K_x .
- La simulation d'événements complets à l'aide du modèle développé demande un temps de calcul considérable. Celui-ci est donc plus approprié dans un contexte de planification que pour être utilisé en temps réel.

Vérification: Hypothèse e) partiellement confirmée

Autres conclusions

- Comme illustré par les scénarios de déversements intentionnels, le choix d'une concentration seuil a un impact important sur l'analyse de risque et la prise de décision. Des normes basées sur la toxicité chronique peuvent s'avérer très sévères pour certains événements de contamination de courte durée.
- Le peu de données sur les seuils de détection olfactifs et gustatifs des hydrocarbures empêche de conclure catégoriquement sur cette question, mais les seuils de détection pour l'essence sont du même ordre de grandeur, voir plus bas que la norme du RQEP pour le benzène. Il est donc possible qu'une eau contaminée à l'essence respecte les normes d'eau potable, mais présente une mauvaise qualité organoleptique.
- L'aménagement d'une deuxième prise d'eau à 1km en amont sur le canal à l'étude permettrait de réduire de 60% la probabilité d'un déversement d'origine routière et de réduire de moitié la durée de fermeture de la prise d'eau.

Recommandations

- En cas de déversement d'essence, c'est la norme du RQEP de $0.5 \mu\text{g}\cdot\text{l}^{-1}$ de benzène dans l'eau potable qui est la plus sévère et doit être appliquée.
- Sans minimiser la gravité d'un événement de contamination, il est possible de rassurer les populations touchées en insistant sur le caractère très sécuritaire des normes de qualité d'eau.
- Nonobstant le respect des normes de qualité d'eau, un avis de non-consommation doit être émis si une odeur ou un goût d'hydrocarbure peuvent être détectés.
- Lorsque les données disponibles le permettent, privilégier l'utilisation de modèles 2D et 3D aux modèles 1D, et ce même pour calculer uniquement la dispersion longitudinale.
- Le modèle développé n'ayant pas fait l'objet d'une calibration rigoureuse, il serait souhaitable d'effectuer une comparaison des profils de vitesse mesurés avec ceux calculés par un modèle hydraulique pour différents débits afin de s'assurer que les conditions d'écoulement considérées sont représentatives de l'ensemble des conditions pouvant être rencontrées.
- Il serait souhaitable d'effectuer une calibration du module de dispersion-advection par la réalisation d'essais au traceur permettant le calage des coefficients de dispersion.
- Il est utile de disposer en tout temps de résultats de simulation sous forme graphique couvrant un large éventail de scénarios de contamination pour aider à guider la prise de décisions relatives aux mesures d'urgence.
- L'utilisation de dispersants doit être proscrite en cas de déversement d'hydrocarbures dans une source d'eau potable.
- Des digues flottantes peuvent être déployées le plus rapidement possible après un déversement, mais on ne peut pas compter sur cette unique mesure pour protéger la qualité de l'eau potable.
- L'installation d'un système de suivi en continu de la qualité de l'eau devrait être envisagée en considérant les bénéfices soulignés dans ce mémoire. L'équipement utilisé devrait

permettre de détecter minimalement la présence d'hydrocarbures et de suivre la turbidité pouvant être associée à un apport d'eaux usées ou à une remise en suspension de sédiments.

- L'aménagement d'une deuxième prise d'eau devrait être envisagé en considérant la réduction de près de 60% du risque de déversement d'origine routière et la réduction importante de la durée d'interruption du service.

LISTE DES RÉFÉRENCES

- (ATSDR), Agency for Toxic Substances and Disease Registry. (2009). *Case Studies in Environmental Medicine: Arsenic Toxicity*. Atlanta Georgia: Retrieved from <http://www.atsdr.cdc.gov/csem/csem.asp?csem=1&po=0>.
- Alexander, H. C., McCarty, W. M., Bartlett, E. A., & Syverud, A. N. (1982). Aqueous Odor and Taste Threshold Values of Industrial Chemicals. *American Water Works Association*, 74(11), 595-599. doi: 10.2307/41271412
- Ambrose Jr, R. B., Wool, T. A., & Barnwell Jr, T. O. (2009). Development of Water Quality Modeling in the United States. *Environmental Engineering Research*, 14(4), 200-210.
- Ameer, Q., & Adelaju, S. B. (2005). Polypyrrole-based electronic noses for environmental and industrial analysis. *Sensors and Actuators B: Chemical*, 106(2), 541-552. doi: 10.1016/j.snb.2004.07.033
- American Petroleum Institute. (2011). Category Assessment Document for Crude Oil, *EPA's High Production Volume Chemical Challenge Program*.
- Amick, R. S. (2000). Exfiltration in Sewer Systems.
- Arnold, D., Plank, C., Erickson, E., & Pike, F. (1958). Solubility of Benzene in Water. *Industrial & Engineering Chemistry Chemical & Engineering Data Series*, 3(2), 253-256. doi: 10.1021/i460004a016
- Ayadi, R. (2013). Étude de contamination du canal de l'Aqueduc – Secteur St-Paul.
- Bahadur, R., & Samuels, W. B. (2014). Modeling the Fate and Transport of a Chemical Spill in the Elk River, West Virginia. *Journal of Environmental Engineering*, 05014007. doi: 10.1061/(asce)ee.1943-7870.0000930
- Belles-Isles, J.-C., Chaussé, K., Phaneuf, D., & Normandin, L. (2006). Fiches synthèses sur l'eau potable et la santé humaine: Arsenic Institut national de santé publique du Québec.
- Bruce, L., Miller, T., & Hockman, B. (1991). *Solubility Versus Equilibrium Saturation of Gasoline Compounds: a Method to Estimate Fuel/Water Partition Coefficient Using Solubility or Koc Chemicals in Ground Water*. Paper presented at the Conference on Petroleum Hydrocarbons and Organic, Houston, Texas.
- Brunner, G. (2001). HEC-RAS hydraulic reference manual. *Davis: US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center*.
- Cao, W., Li, J., Joksimovic, D., Yuan, A., & Banting, D. (2013). Probabilistic Spill Occurrence Simulation for Chemical Spills Management. *J Hazard Mater*, 262, 517-526. doi: 10.1016/j.jhazmat.2013.09.027
- Carr, M. L., & Rehmann, C. R. (2005). *Estimating the Dispersion Coefficient with an Acoustic Doppler Current Profiler: Impacts of Global Climate Change*. Paper presented at the World Water and Environmental Resources Congress 2005, Anchorage, Alaska. <http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/40792%28173%29410>
- Champagne, S. (2015, 17 février 2015). Crise de l'eau à Longueuil: un rapport sur les coûts déposé ce soir, *La Presse*. Retrieved from:

- <http://www.lapresse.ca/actualites/regional/201502/17/01-4844817-crise-de-leau-a-longueuil-un-rapport-sur-les-couts-depose-ce-soir.php>
- Champagne, S. (2015, 2015 february 25). Déversement de diesel à Longueuil: au moins un an d'enquête, *La Presse*.
- Chanson, H. (2004a). *Environmental Hydraulics for Open Channel Flows*. Oxford: Butterworth-Heinemann.
- Chanson, H. (2004b). Turbulent Dispersion and Mixing: 1. Vertical and Transverse Mixing *Environmental Hydraulics of Open Channel Flows* (pp. 81-98). Oxford: Butterworth-Heinemann.
- Characklis, G. W., Dilts, M. J., Simmons Iii, O. D., Likirdopoulos, C. A., Krometis, L.-A. H., & Sobsey, M. D. (2005). Microbial partitioning to settleable particles in stormwater. *Water Research*, 39(9), 1773-1782. doi: 10.1016/j.watres.2005.03.004
- Chevron and Texaco. (March 18 2015). Unleaded Gasoline. [MSDS] Retrieved from: <https://cglapps.chevron.com/msdspds/MSDSDetailpage.aspx?docDataID=278879>
- Choi, S.-U., & Lee, J. (2012). *Impact of Vegetation on Contaminant Transport in Partly-Vegetated Open-Channel Flows*. Paper presented at the International Sediment Initiative, Vienna, Austria.
- (CIRC), Comité International de la Croix-Rouge. (1993). Convention de 1993 sur l'interdiction des armes chimiques et sur leur destruction. Genève, Suisse.
- Clean Water Act, S.O. 2006, chapter 22 (2006).
- Coderre, S. (2009). Rapport des mesures de niveau: Canal de l'acqueduc (pp. 26). Montreal: Enviroservices.
- Cohen, Y., Mackay, D., & Shiu, W. Y. (1980). Mass Transfer Rates Between Oil Slicks and Water. *The Canadian Journal of Chemical Engineering*, 58(5), 569-575. doi: 10.1002/cjce.5450580504
- Cole, T., & Wells, S. (2006). CE-QUAL-W2: A Two-Dimensional, Laterally Averaged, Hydrodynamic and Water Quality Model, Version 3.5. Vicksburg: Civil and Environmental Engineering Faculty, Portland State University.
- de Brauwere, A., Ouattara, N. K., & Servais, P. (2014). Modeling Fecal Indicator Bacteria Concentrations in Natural Surface Waters: A Review. *Critical Reviews in Environmental Science and Technology*, 44(21), 2380-2453. doi: 10.1080/10643389.2013.829978
- Deng, Z. Q., Singh, V. P., & Bengtsson, L. (2001). Longitudinal Dispersion Coefficient in Straight Rivers. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 127(11), 919-927. doi: 10.1061/(Asce)0733-9429(2001)127:11(919)
- Elder, J. W. (1959). The Dispersion of Marked Fluid in Turbulent Shear Flow. *Journal of Fluid Mechanics*, 5(04), 544-560. doi: 10.1017/S0022112059000374
- El-Magd, I. A., Kafrawy, S. E., & Farag, I. (2014). Detecting Oil Spill Contamination Using Airborne Hyperspectral Data in the River Nile, Egypt. *Open Journal of Marine Science*, 4, 140-150. doi: 10.4236/ojms.2014.42014

- Erickson, T. A., & Lear, K. L. (2014). An Integrated Optoelectronic Chip for Sensing Aromatic Hydrocarbon Contaminants in Groundwater. *Sensors and Actuators B: Chemical*, 204(0), 421-428. doi: 10.1016/j.snb.2014.06.020
- Esso (Imperial Oil). (February 23 2015). Unleaded Gasoline. [MSDS] Retrieved from: <https://euroforgings.com/PDFS/MSDS-UnleadedGasoline.pdf>
- European Comission. (1996). *Technical guidance document in support of Commission directive 93/67 EEC on risk assessment for new notified substances and Commission regulation (EC) No. 1488/94 on risk assessment for existing substances*: Office for Official Publ. of the European Communities.
- Fingas, M. F. (1995). A Literature Review of the Physics and Predictive Modelling of Oil Spill Evaporation. *J Hazard Mater*, 42(2), 157-175. doi: 10.1016/0304-3894(95)00013-K
- Fingas, M. F. (1999). The Evaporation of Oil Spills: Development and Implementation of New Prediction Methodology. *International Oil Spill Conference Proceedings*, 1999(1), 281-287. doi: 10.7901/2169-3358-1999-1-281
- Fingas, M. F. (2012). *How to Measure Slick Thickness (or not)*. Paper presented at the 35th AMOP Technical Seminar on Environmental Contamination and Response, Vancouver, BC, Canada.
- Fingas, M. F., & Brown, C. E. (1997). Review of Oil Spill Remote Sensing. *Spill Science & Technology Bulletin*, 4(4), 199-208. doi: 10.1016/s1353-2561(98)00023-1
- Fischer, H. B. (1967). The Mechanics of Dispersion in Natural Streams. *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, 93(6), 187-216.
- Fischer, H. B. (1969). The Effect of Bends on Dispersion Coefficients in Streams. *Water Resources Research*, 5, 496-506.
- Fischer, H. B. (1975). Discussion of "Simple Methods for Predicting Dispersion in Streams" by Raul S. McQuivey and Thomas N. Keefer. *Journal of environmental Engineering Division ASCE*, 100, 453-456.
- Fischer, H. B., List, J., Koh, C., Imberger, J., & Brooks, N. (1979). *Mixing in Inland and Coastal Waters*. New York: Academic Press.
- Garcia-Armisen, T., & Servais, P. (2009). Partitioning and Fate of Particle-Associated *E. coli* in River Waters. *Water Environ Res*, 81(1), 21-28.
- García-Martínez, R., & Flores-Tovar, H. (1999). Computer Modeling of Oil Spill Trajectories With a High Accuracy Method. *Spill Science & Technology Bulletin*, 5(5-6), 323-330. doi: 10.1016/S1353-2561(99)00077-8
- Gharbi, S., & Verrette, J.-L. (2010). Relation entre les coefficients de mélange longitudinal et transversal dans des cours d'eau naturels. *Journal of Hydraulic Research*, 36(1), 43-53. doi: 10.1080/00221689809498376
- Ghoshal, S., Pasion, C., & Alshafie, M. (2004). Reduction of Benzene and Naphthalene Mass Transfer from Crude Oils by Aging-Induced Interfacial Films. *Environmental Science & Technology*, 38(7), 2102-2110. doi: 10.1021/es034832j
- Gigiena, & Sanitariya. (1987). Arsenic Trioxide Oral Acute Toxicity on Rat. *HYSAAV*, 52(1), 21.

- Gironimo, L. D. (2009). Emergency Repair to the Coxwell Sanitary Trunk Sewer: Staff Report. Toronto: Public Works and Infrastructure Committee. retrieved from: <http://www.toronto.ca/legdocs/mmis/2009/pw/bgrd/backgroundfile-23800.pdf>
- Goeury, C., Hervouet, J. M., Baudin-Bizien, I., & Thouvenel, F. (2014). A Lagrangian/Eulerian Oil Spill Model for Continental Waters. *Journal of Hydraulic Research*, 52(1), 36-48. doi: 10.1080/00221686.2013.841778
- Goodbody-Gringley, G., Wetzel, D. L., Gillon, D., Pulster, E., Miller, A., & Ritchie, K. B. (2013). Toxicity of Deepwater Horizon Source Oil and the Chemical Dispersant, Corexit® 9500, to Coral Larvae. *PLoS ONE*, 8(1), e45574. doi: 10.1371/journal.pone.0045574
- Guérineau, H. (2013). *Sources et risques de contamination dans une source d'eau potable* (Maîtrise en science appliquées), École polytechnique de montréal, Montréal.
- Guérineau, H., Dorner, S., Carriere, A., McQuaid, N., Sauve, S., Aboulnadaf, K., . . . Prevost, M. (2014). Source Tracking of Leaking Sewers: A Novel Approach Combining Fecal Indicators in Water and Sediments. *Water Research*, 58, 50-61. doi: 10.1016/j.watres.2014.03.057
- Hundsdorfer, W., & Verwer, J. G. (2013). *Numerical Solution of Time-Dependent Advection-Diffusion-Reaction Equations* (Vol. 33): Springer Science & Business Media.
- Hunter, J. R. (1987). The Application of Lagrangian Particle-Tracking Techniques to Modelling of Dispersion in The Sea. In N. John (Ed.), *North-Holland Mathematics Studies* (Vol. 145, pp. 257-269): North-Holland.
- Jeon, T., Baek, K., & Seo, I. (2007). Development of an Empirical Equation for the Transverse Dispersion Coefficient in Natural Streams. *Environmental Fluid Mechanics*, 7(4), 317-329. doi: 10.1007/s10652-007-9027-6
- Jobson, H. E. (1987). Enhancements to the Branched Lagrangian Transport Modeling System. Reston, Virginia: U.S. Geological Survey.
- Jobson, H. E. (1996). Prediction of Traveltime and Longitudinal Dispersion in Rivers and Streams (- ed.). Reston, Virginia: Water-Resources Investigations Report, U. S. Geological Survey.
- Kac, M. (1947). Random Walk and the Theory of Brownian Motion. *American Mathematical Monthly*, 369-391.
- Kashefpour, S. M., & Falconer, R. A. (2002). Longitudinal Dispersion Coefficients in Natural Channels. *Water Research*, 36(6), 1596-1608. doi: 10.1016/S0043-1354(01)00351-7
- Kindzierski, W. B., & Jackson, L. G. (1998). Evaluation of Canadian Drinking Water Guidelines Using Probability Modeling of Population Exposure. *Water Science and Technology*, 38(6), 229-236. doi: S0273-1223(98)00584-8
- Kreamer, D. K., & Stetzenbach, K. J. (1990). Development of a Standard, Pure-Compound Base Gasoline Mixture for Use as a Reference in Field and Laboratory Experiments. *Ground Water Monitoring & Remediation*, 10(2), 135-145. doi: 10.1111/j.1745-6592.1990.tb00345.x
- Lambert, P., Goldthorp, M., Fieldhouse, B., Wang, Z., Fingas, M., Pearson, L., & Collazzi, E. (2003). Field Fluorometers as Dispersed Oil-in-Water Monitors. *J Hazard Mater*, 102(1), 57-79. doi: 10.1016/S0304-3894(03)00202-4

- Lawler, G. F., & Limic, V. (2010). *Random Walk: A Modern Introduction* (Vol. 123): Cambridge University Press.
- Lee, M. E., & Seo, I. W. (2013). Spatially Variable Dispersion Coefficients in Meandering Channels. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 139(2), 141-153. doi: 10.1061/(Asce)Hy.1943-7900.0000669
- Leifer, I., Lehr, W. J., Simecek-Beatty, D., Bradley, E., Clark, R., Dennison, P., . . . Wozencraft, J. (2012). State of the art satellite and airborne marine oil spill remote sensing: Application to the BP Deepwater Horizon oil spill. *Remote Sensing of Environment*, 124, 185-209. doi: 10.1016/j.rse.2012.03.024
- Lekmine, G., Bastow, T. P., Johnston, C. D., & Davis, G. B. (2014). Dissolution of Multi-Component LNAPL Gasolines: The Effects of Weathering and Composition. *J Contam Hydrol*, 160, 1-11. doi: 10.1016/j.jconhyd.2014.02.003
- Lessard, R. R., & DeMarco, G. (2000). The Significance of Oil Spill Dispersants. *Spill Science & Technology Bulletin*, 6(1), 59-68. doi: 10.1016/S1353-2561(99)00061-4
- Leta, O., Shrestha, N., de Fraine, B., Van Griensven, A., Bauwens, W., Servais, P., . . . Garica-Armisen, T. (2014). Integrated Water Quality Modelling of the River Zenne (Belgium) Using OpenMI. In P. Gourbesville, J. Cunge & G. Caaignaert (Eds.), *Advances in Hydroinformatics* (pp. 259-274): Springer Singapore.
- Lide, D. R. (2004). *CRC handbook of chemistry and physics, 85th Edition*: CRC press.
- Liu, H. (1977). Predicting Dispersion Coefficient of Streams. *Journal of the Environmental Engineering Division ASCE*, 103(1), 59-69.
- Logsdon, M. J., Hagelstein, K., & Mudder, T. I. (1999). *The Management of Cyanide in Gold Extraction*. Ottawa, Ontario: International Council on Metals and the Environment.
- Lorke, D. (1983). A New Approach to Practical Acute Toxicity Testing. *Archives of Toxicology*, 54, 275.
- Mackay, D., & Leinonen, P. J. (1975). Rate of Evaporation of Low-Solubility Contaminants from Water Bodies to Atmosphere. *Environmental Science & Technology*, 9(13).
- Mackay, D., & Matsugu, R. S. (1973). Evaporation Rates of Liquid Hydrocarbon Spills on Land and Water. *The Canadian Journal of Chemical Engineering*, 51(4), 434-439. doi: 10.1002/cjce.5450510407
- Mackay, D., Shiu, W. Y., Ma, K.-C., & Lee, S. C. (2006). *Physical-Chemical Properties and Environmental Fate for Organic Chemicals* (2 ed.). Boca Raton, Florida: CRC Press.
- Mackay, D., & Van Wesenbeeck, L. (2014). Correlation of Chemical Evaporation Rate with Vapor Pressure. *Environmental Science & Technology*, 48(17), 10259-10263. doi: 10.1021/es5029074
- Marathon. (May 14 2015). Regular Unleaded Gasoline. [MSDS] Retrieved from: <http://www.marathonpetroleum.com/brand/content/documents/mpc/sds/0127MAR019.pdf>
- Marcellis-Warin, N., Peigner, I., Alvarez, P., Trépanier, M., & Leroux, M.-H. (2008). Portrait des activités de stockage et de transport liées aux matières dangereuses. Montréal: CIRANO.

- Marsalek, J., & Rochfort, Q. (2004). Urban wet-weather flows: sources of fecal contamination impacting on recreational waters and threatening drinking-water sources. *J Toxicol Environ Health A*, 67(20-22), 1765-1777. doi: 10.1080/15287390490492430
- Marshal University CBER. (2014). CBER Calculates Impact from Chemical Spill into Elk River [Press release]. Retrieved from <http://www.marshall.edu/cber/about/news/2014/>
- Maxey, N. (2013, 7 August). Anatomy of a Jet Fuel Spill, *The Tyee*. Retrieved from <http://thetyee.ca/Opinion/2013/08/07/Jet-Fuel-Spill/>
- McCue, R. P., Walsh, J. E., Walsh, F., & Regan, F. (2006). Modular Fibre Optic Sensor for the Detection of Hydrocarbons in Water. *Sensors and Actuators B: Chemical*, 114(1), 438-444. doi: 10.1016/j.snb.2005.04.048
- McGowan, E., Song, L., MARSHALL, M., & River, K. (2012). The Dilbit Disaster: Inside The Biggest Oil Spill You've Never Heard Of, Part 1. *InsideClimate News*, June, 26.
- McGuire, M. J., Rosen, J., Whelton, A. J., & Suffet, I. H. (2014). An Unwanted Licorice Odor in a West Virginia Water Supply. *Journal - American Water Works Association*, 106, 72-82. doi: 10.5942/jawwa.2014.106.0091
- (MDDELCC), Ministère du développement durable, de l'environnement et de la lutte contre les changements climatiques. (2014). *Règlement sur le prélèvement des eaux et leur protection*. Québec: Gouvernement du Québec.
- (MDDELCC), Ministère du développement durable, de l'environnement et de la lutte contre les changements climatiques. (2015). *Guide de réalisation des analyses de la vulnérabilité des sources destinées à l'alimentation en eau potable au Québec*. Québec: Gouvernement du Québec.
- (MDDEP), Ministère du développement durable, de l'environnement et des parcs. (2010). *Loi sur la qualité de l'environnement, Qualité de l'eau potable*. Gouvernement du Québec. Retrieved from <http://www.mddep.gouv.qc.ca/eau/potable/reglement/rqep201011.pdf>.
- Mongelard, D., & Prévost, M. (2009). Analyse et de gestion du risque de contamination chimique pour le canal de l'Aqueduc (pp. 157). Montréal, Québec: Chaire industrielle CRSNG en traitement et distribution des eaux potables, École Polytechnique.
- Multisensor System. (2013). MS1200-SYS On-line VOC Concentration Monitor: Data Sheet. Stockport, United Kingdom. Retrieved from: http://www.avensyssolutions.com/data_AS/File/Solutions/MultiSensor/MS1200%20data%20sheet%20March%202013%20US.pdf
- Nagata, Y., & Takeuchi, N. (2003). Measurement of Odor Threshold by Triangle Odor Bag Method. *Odor Measurement Review, Office of Odor, Noise and Vibration Environmental Management Bureau, Ministry of the Environment, Government of Japan, Tokyo, Japan*, 118-127.
- Northern Bruce Peninsula Source Protection Comitee. (2011). Assessment Report for the Northern Bruce Peninsula Source Protection Area.
- Nezu, I., Tominaga, A., & Nakagawa, H. (1993). Field-Measurements of Secondary Currents in Straight Rivers. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 119(5), 598-614. doi: 10.1061/(Asce)0733-9429(1993)119:5(598)

- Njobuenwu, D. O., Amadi, S. A., & Ukpaka, P. C. (2005). Dissolution Rate of BTEX Contaminants in Water. *The Canadian Journal of Chemical Engineering*, 83(6), 985-989. doi: 10.1002/cjce.5450830608
- Olsen, S. J., Miller, G., Breuer, T., Kennedy, M., Higgins, C., Walford, J., . . . Mead, P. (2002). A Waterborne Outbreak of Escherichia Coli O157:H7 Infections and Hemolytic Uremic Syndrome: Implications for Rural Water Systems. *Emerging Infectious Diseases*, 8(4), 370-375. doi: 10.3201/eid0804.000218
- Payne, J. R., Kirstein, B. E., G. Daniel McNabb, J., Lambach, J. L., Oliveira, C. d., Jordan, R. E., & Hom, W. (1983). Multivariate Analysis of Petroleum Hydrocarbon Weathering in the Subarctic Marine Environment. *International Oil Spill Conference Proceedings*, 1983(1), 423-434. doi: 10.7901/2169-3358-1983-1-423
- Pearson, K. (1905). The Problem of the Random Walk. *Nature*, 72(1865), 294.
- Periáñez, R. (2005). *Modelling the Dispersion of Radionuclides in the Marine Environment: an Introduction*: Springer.
- Periáñez, R., Abril, J. M., & García-Léon, M. (1996). Modelling the Dispersion of Non-Conservative Radionuclides in Tidal Waters—Part 1: Conceptual and Mathematical Model. *Journal of Environmental Radioactivity*, 31(2), 127-141. doi: 10.1016/0265-931x(95)00050-k
- Periáñez, R., & Elliott, A. J. (2002). A Particle-Tracking Method for Simulating the Dispersion of Non-Conservative Radionuclides in Coastal Waters. *Journal of Environmental Radioactivity*, 58(1), 13-33. doi: 10.1016/S0265-931X(01)00028-5
- Petro-Canada. (May 14 2015). Unleaded Gasoline. [MSDS] Retrieved from: http://www.online.petro-canada.ca/datasheets/en_US/w102e.pdf
- Reese, E., & Kimbrough, R. D. (1993). Acute Toxicity of Gasoline and Some Additives. *Environmental Health Perspectives*, 101(Supplement 6), 115-131.
- Rosen, A. A., Peter, J. B., & Middleton, F. M. (1962). Odor Thresholds of Mixed Organic Chemicals. *Journal (Water Pollution Control Federation)*, 34(1), 7-14.
- Rutherford, J. C. (1994). *River mixing / J.C. Rutherford*. Chichester England: Wiley.
- Samuels, W. B., Bahadur, R., Ziemniak, C., & Amstutz, D. E. (2015). Development and Application of the Incident Command Tool for Drinking Water Protection. *Water and Environment Journal*, 29(1), 1-15. doi: 10.1111/wej.12097
- Santé Canada. (1979). *Le cyanure: Recommandations pour la qualité de l'eau potable au Canada, Documents technique*. Ottawa.
- Santé Canada. (2009). *Recommandations pour la qualité de l'eau potable au Canada: Benzène*. Ottawa.
- Santé Canada. (2014). Toluene, ethylbenzene et xylènes dans l'eau potable: Document pour consultatino publique. Ottawa, Canada: Comité fédéral provincial territorial sur l'eau potable.

- Sayed, M., Serrer, M., & Mansard, E. (2008). Oil Spill Drift and Fate Model. In W. F. Davidson, K. Lee & A. Cogswell (Eds.), *Oil Spill Response: A Global Perspective* (pp. 205-220). Netherlands: Springer.
- Seo, I. W., & Cheong, T. S. (1998). Predicting Longitudinal Dispersion Coefficient in Natural Streams. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 124(1), 25-32. doi: 10.1061/(Asce)0733-9429(1998)124:1(25)
- Shell. (June 20 2011). Gasoline. [MSDS] Retrieved from: https://www.ccl.shell.com/MSDS/DownloadRtf?downloadUrl=http://www.cclchemicals.shell.com:81/GSAPEHS/MSDS/000000002524_US_EN.pdf
- Shields, A. (2013). Lac-Mégantic - Le pire déversement terrestre en Amérique du Nord, *Le Devoir*. Retrieved from <http://www.ledevoir.com/environnement/actualites-sur-l-environnement/383597/le-pire-deversement-terrestre-en-amerique-du-nord>
- Smeithlov, B. B. (1990). Effect of Channel Sinuosity on River Turbulent Diffusion. *Yangtze River*(21), 62.
- Somasundaran, P. (2006). *Encyclopedia of Surface and Colloid Science* (Vol. 1): CRC press.
- Springer, J., Kashinkunti, R., Samuels, W., & Metz, D. H. (2014). *Modeling Siver Spills, Lessons from the Elk River Spill*. Paper presented at the Ohio One Water Conference, Columbus, Ohio.
- Stiver, W., & Mackay, D. (1984). Evaporation Rate of Spills of Hydrocarbons and Petroleum Mixtures. *Environmental Science & Technology*, 18(11), 834-840. doi: 10.1021/es00129a006
- Taghipour, A. E.-S. a. M. (2012). Predicting Longitudinal Dispersion Coefficient in Natural Streams Using M5' Model Tree. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 138(6), 542-554. doi: 10.1061/(ASCE)HY.1943-7900.0000550
- Tayfur, G., & Singh, V. P. (2005). Predicting Longitudinal Dispersion Coefficient in Natural Streams by Artificial Neural Network. *Journal of Hydraulic Engineering ASCE*, 131(11), 991-1000. doi: 10.1061/(Asce)0733-9429(2005)131:11(991)
- Taylor, G. (1953). *Dispersion of Soluble Matter in Solvent Flowing Slowly through a Tube* (Vol. 219).
- Thibault, C., Sassine, M.-P., & Deger, L. (2015). Enjeux de santé publique relatifs aux activités d'exploration et d'exploitation des hydrocarbures gaziers et pétroliers. Québec: Institut national de santé publique: Direction de la santé environnementale et de la toxicologie.
- Toprak, Z. F., Hamidi, N., Kisi, O., & Gerger, R. (2013). Modeling Dimensionless Longitudinal Dispersion Coefficient in Natural Streams Using Artificial Intelligence Methods. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 18(2), 718-730. doi: 10.1007/s12205-014-0089-y
- Toronto Water. (2012). Source Water Protection Plan for City of Toronto Water Treatment Plants. Toronto.
- Transport Canada. (2014). Règlement modifiant le Règlement sur le transport des marchandises dangereuses. *Gazette du Canada*, 148(27).

- Trent Source Protection Committee. (2014). Assessment Report for the Trent Source Protection Areas.
- Trépanier, M., Peignier, I., Robert, B., & Cloutier, I. (2015). Bilan des connaissances Transport des hydrocarbures par modes terrestres au Québec. Montreal: Cirano and CRP Polytechnique Montréal.
- TriOS. (2010). *EnviroFlu Submersible Fluorometer for Detection of Polycyclic Aromatic Hydrocarbons (PAHs) in Water: User's Manual*. Oldenburg, Germany. Retrieved from: http://www.mendedreality.com/portfolio/aerospace_satellite/satellite/docs/technical/enviroFlu-HC_manual_20100325_english.pdf
- U.S. Census Bureau. (2015). *United state 2012 Commodity Flow Survey*. (EC12TCF-US(HM)).
- USEPA. (1972). *The Appearance and Visibility of Thin Oil Films on Water*. (EPA-R2-72-039). Cincinnati, Ohio.
- USEPA. (1998). *Small System Compliance Technology List for the Non-Microbial Contaminants Regulated Before 1996*. (EPA 815-R-98-002). Washington, DC: U.S Environmental Protection Agency.
- USEPA. (2007). "Water Security Initiative: Interim Guidance on Planning for Contamination Warning System Deployment". (EPA 817-R-07-002). Washington, DC.
- USEPA. (2009). *National Primary Drinking Water Regulations*. Washington DC: Retrieved from <http://nepis.epa.gov/Exe/ZyPDF.cgi/P1005EJT.PDF?Dockey=P1005EJT.PDF>.
- USEPA. (2013). Measurement of Purgeable Organic Compounds in Water by Gas Chromatography/Mass Spectrometry Using Nitrogen Purge Gas (METHOD 524.4).
- (USGS)United-States Geological Survey. (2014). Mineral Commodity Summary: Arsenic.
- (USNRC) United States National Research Council Subcommittee on Guidelines for Military Field Drinking-Water Quality. (1995). Guidelines for Chemical Warfare Agents in Military Field Drinking Water. Washington (DC).
- (USNRT) United States National Response Team. (2007). Quick Reference Guides for Chemical Warfare Agents.
- Ultramar (Valero). (November 18 2014). Gasoline. [MSDS] Retrieved from: http://www.energievalero.ca/media/cms_page_media/1067/0100_Essence_Francais_2.pdf
- Valero. (September 28 2012). Unleaded Gasoline. [MSDS] Retrieved from: http://www.valero.com/V_MSDS/002%20-%20UNLEADED%20GASOLINE%20Rev%202.pdf
- Ville de Montréal. (2013). *Mémoire présenté à la Commission de l'agriculture, des pêcheries, de l'énergie et des ressources naturelles chargée d'étudier le projet de la Compagnie Pipelines Enbridge inc.*, Québec.
- Wilhoit, R. C., & Zwolinski, B. J. (1971). *Handbook of Vapor Pressures and Heats of Vaporization of Hydrocarbons and Related Compounds*. College Station, Texas: Texas A&M Research Foundation.
- Wool, T. A., Ambrose, R. B., Martin, J. L., Comer, E. A., & Tech, T. (2006). Water Quality Analysis Simulation Program (WASP). *User's Manual, Version, 6*.

- Wu, J., & Tsanis, I. K. (1995). Numerical Study of Wind-Induced Water Currents. *Journal of Hydraulic Engineering*, 121(5), 388-395. doi: doi:10.1061/(ASCE)0733-9429(1995)121:5(388)
- Yang, Y., Miller, D. J., & Hawthorne, S. B. (1997). Toluene Solubility in Water and Organic Partitioning from Gasoline and Diesel Fuel into Water at Elevated Temperatures and Pressures. *Journal of Chemical & Engineering Data*, 42(5), 908-913. doi: 10.1021/je960395v
- Yin, Q.-Z., Zhou, C., Chu, X.-M., Li, K., Liu, C.-G., & Zheng, J. (2012). Research on Oil Spill Monitoring Experiments Based on OFD-1 Oil Film Detector. *IEEE*.
- Zeng, Y., & Huai, W. (2014). Estimation of longitudinal dispersion coefficient in rivers. *Journal of Hydro-environment Research*, 8(1), 2-8. doi: 10.1016/j.jher.2013.02.005

ANNEXE A – Code Matlab du programme de modélisation lagrangienne du transport des contaminants (configuré pour un déversement d'essence)

```

clearall
clc

Tdebut=cputime;

%Massee déversée en kg
MasseeEssence0=200;
%Massee de benzene en kg
MasseeBenzene0=MasseeEssence0*.02;

%Température pour le calcul des taux d'évaporation
Temperature=5;

%masse volumique en kg/m3
MVEssence=700;
VolumeEssence0=MasseeEssence0/MVEssence;
%Massee molaire du benzène en g/mol
MVBenzene=78.11;
%constante de proportionnalité pour taux d'évaporation du benzène
KPropEvapBenzene=1315;
%Pression de vapeur du benzène pur
VPBenzene=10^(6.90565-1211.033/(220.79+Temperature))*133.32;

K='min';
Injection='N';
Section=1;

if Section==1
ProfilBathimetrie=[0 0;3.6576 -2.4638;5.4864 -2.667;7.3152 -
3.2258;9.144 -4.0386;10.9728 -4.3942;12.8016 -4.6482;14.6304 -4.8768;17.3736
-4.2672;20.1168 -4.4704;22.86 -4.4196;25.6032 -4.2672;28.3464 -
3.9878;31.0896 -3.683;32.9184 -3.2004;34.7472 -2.6924;36.576 -2.1844;38.4048
-1.905;40.2336 -1.3462;42.0624 -1.0922;43.434 -0.6858;44.5008 0];
ChampVitesse=[y1,z1,V1;y2,z2,V2;...;yn,zn,Vn];
elseif Section==2
    ProfilBathimetrie=[0,0;1.82880000000000,-
0.60960000000000;3.65760000000000,-1.44780000000000;5.48640000000000,-
1.44780000000000;7.31520000000000,-1.87960000000000;9.14400000000000,-
2.46380000000000;10.97280000000000,-2.43840000000000;12.80160000000000,-
2.89560000000000;14.63040000000000,-3.50520000000000;17.37360000000000,-
4.03860000000000;20.11680000000000,-4.41960000000000;22.86000000000000,-
4.82600000000000;25.60320000000000,-4.92760000000000;27.43200000000000,-
4.57200000000000;29.26080000000000,-4.21640000000000;31.08960000000000,-
3.98780000000000;32.91840000000000,-3.65760000000000;34.74720000000000,-
3.12420000000000;36.57600000000000,-2.28600000000000;38.40480000000000,-
1.90500000000000;40.23360000000000,-1.37160000000000;42.06240000000000,-
1.06680000000000;43.89120000000000,-0.30480000000000;45.11040000000000,0];
ChampVitesse=[y1,z1,V1;y2,z2,V2;...;yn,zn,Vn];
elseif Section==3
    ProfilBathimetrie=[0,0;1.06680000000000,-
0.68580000000000;2.43840000000000,-1.09220000000000;4.26720000000000,-
1.34620000000000;6.09600000000000,-1.90500000000000;7.92480000000000,-
2.18440000000000;9.75360000000000,-2.18440000000000;11.58240000000000,-

```

```

3.04800000000000;15.2400000000000,-3.73380000000000;17.0688000000000,-
3.9624000000000;18.8976000000000,-4.2164000000000;20.7264000000000,-
4.2672000000000;22.5552000000000,-4.3434000000000;24.3840000000000,-
4.5466000000000;27.1272000000000,-4.6228000000000;29.8704000000000,-
4.8768000000000;32.6136000000000,-4.6482000000000;35.3568000000000,-
4.1148000000000;37.1856000000000,-3.7084000000000;39.0144000000000,-
3.2004000000000;40.8432000000000,-2.2860000000000;42.6720000000000,-
0.7874000000000;44.5008000000000,0];
ChampVitesse=[y1,z1,V1;y2,z2,V2;...;yn,zn,Vn];
end

% Débit par intégration au moment des prises de mesure
DebitIntegrale=[6.5635 6.4673 5.0898];
DebitSect=DebitIntegrale(Section);

% Débit de la simulation en m3/2
DebitMoyen=6.5;
Debit=6.5;

Ymesure=ChampVitesse(:,1);
Zmesure=ChampVitesse(:,2);
Vmesure=ChampVitesse(:,3)*Debit/DebitSect;

Vitesse = scatteredInterpolant(Ymesure,Zmesure,Vmesure);

%Constantes
%Coefficient de dispersion en Y et Z en m2/s
if Section==1
Ky=0.0236;
Kz=0.0111;
elseif Section==2
Ky=0.0198;
Kz=0.00927557;
elseif Section==3
Ky=0.0235;
Kz=0.0111;
end

%ajustement des coefficients de dispersion en fonction du débit
Ky=Ky*Debit/DebitMoyen;
Kz=Kz*Debit/DebitMoyen;

%Incertitude pour les coefficient de dispersion
Facteur=10^0.5;
if K=='max'
    Ky=Facteur*Ky;
Kz=Facteur*Kz;
elseif K=='min'
    Ky=Ky/Facteur;
Kz=Kz/Facteur;
end

%Paramètres de modélisation
Tspill=1;
%Nombre de particules

```

```

NbPart=1000;
%Pas de temps de calcul en seconde
dt=200;
%Nombre de pas de temps entre les enregistrements
Tprint=5;
%nombre de pas de temps total
NbPas=100;
%portée du modèle en X mesurée en m
Xmax=8000;

%Constante de transfert de masse pour le benzene en m/s
Kdissolution=0.0000075;
%Constante d'équilibre pour le partitionnement du benzène en l'essence
%et l'eau (adimensionnel)
KPartitionEssenceEau=220;
%Constante d'évaporation depuis la solution pour une colonne d'eau de
%1m
TDemieVie=(Temperature-10)/15*(-792)+18108;
kEvapSol=log(2)/TDemieVie;
PEvapSol=1-exp(-kEvapSol*dt);

% Initialisation des vecteurs des états des particules et de la superficie de
la nappe
T=zeros(NbPart,1);
X=zeros(NbPart,1);
if Injection=='S'
Y=zeros(NbPart,1);
elseif Injection=='N'
Y=ones(NbPart,1).*max(ProfilBathimetrie(:,1));
end
Z=zeros(NbPart,1);
% État de la particule: 0=Pas relachée 1=flottant 2=dissout 3=gazeux
% 4=sortie
Etat=[ones(1,NbPart/Tspill)*2 zeros(1,NbPart-NbPart/Tspill)]';

%initialisation de la matrice résultat
Resultat=zeros((NbPas/Tprint+1)*NbPart,5);
%Resultat = [temps X Y Z Etat existe]
%État initial des la particule
Resultat(1:NbPart,:)=[T X Y Z Etat];

% initialtion des vecteurs pour le calcul de la superficie de la nappe
% flottante
aNappe=0;
bNappe=0;
SurfaceNappe=pi*aNappe*bNappe;
XmoyNappe=0;
YmoyNappe=0;
GeoNappe=zeros((NbPas/Tprint+1),5);
GeoNappe(1,:)=[aNappebNappeXmoyNappeYmoyNappeSurfaceNappe];

for i=1:NbPas

%Modifier T
T=T+dt;

```

```

%identification des particules qui existent et de celles qui flottent ou sont
solution
IdFlottant=find(Etat==1);
IdDissout=find(Etat==2);
IdDissout1m=find(Etat==2 & Z>-1);

%advection pour modifier X
X(Etat==1|Etat==2)=X(Etat==1|Etat==2)+dt*max(0,Vitesse(Y(Etat==1|Etat==2),Z(Et
at==1|Etat==2)));

%pour les particules flottantes, seul la dispersion en y est simulée
for j=1:length(IdFlottant)
%dispersion transversale
%ici, on spécifie Dom=0 pour que le calcul de dispersion se fasse
%même si en réalité, la particule est à l'intérieur de la section
Dom=0;
while Dom==0

Dy=randn*(2*Ky*dt)^0.5;
%vérification pour relancer le calcul de dispersion transversal si
%la particule finit son trajet en dehors du domaine.

if Y(IdFlottant(j))+Dy<0 || Y(IdFlottant(j))+Dy>max(ProfilBathimetrie(:,1))
    Dom=0;
else
    Dom=1;
end
end
%enregistrement de la nouvelle position de la particule
Y(IdFlottant(j))=Y(IdFlottant(j))+Dy;
end

%Pour les particules en solution, la dispersion en y et en z est simulée
for j=1:length(IdDissout)
%dispersiontransversale
%ici, on spécifie Dom=0 pour que le calcul de dispersion se fasse
%même si en réalité, la particule est à l'intérieur de la section
Dom=0;
while Dom==0

Dy=randn*(2*Ky*dt)^0.5;
Dz=randn*(2*Kz*dt)^0.5;

%vérification pour relancer le calcul de dispersion transversal si la
particule finit son trajet en dehors du domaine.

if Y(IdDissout(j))+Dy<0 || Y(IdDissout(j))+Dy>max(ProfilBathimetrie(:,1)) ||
Z(IdDissout(j))+Dz>0 ||
Z(IdDissout(j))+Dz<interp1(ProfilBathimetrie(:,1),ProfilBathimetrie(:,2),Y(IdD
issout(j))+Dy)
    Dom=0;
else
    Dom=1;
end

```

```

end
%enregistrement de la nouvelle position de la particule
Y(IdDissout(j))=Y(IdDissout(j))+Dy;
Z(IdDissout(j))=Z(IdDissout(j))+Dz;
end

% Calcul de la probabilité de solubilisation et d'évaporation des
% particules flottantes
if length(IdFlottant)>=2
%Superficie de la nappe d'essence en m2 en considérant une forme
%élliptique qui couvre 90% des particules flottantes
aNappe=1.96*std(X(IdFlottant));
bNappe=1.96*std(Y(IdFlottant));
XmoyNappe=mean(X(IdFlottant));
YmoyNappe=mean(Y(IdFlottant));

SurfaceNappe=pi*aNappe*bNappe;
%évaporation de du volume et de la masse totale d'essence
FractionEssenceRestante=1-((13.2+.21*Temperature)*log(T(1)/60))/100;
VolumeEssence=max(FractionEssenceRestante*VolumeEssence0,0);
MasseEssence=max(FractionEssenceRestante*MasseEssence0,0);
EpaisseurNappe=VolumeEssence/SurfaceNappe;

Psol=1-exp(-Kdissolution/KPartitionEssenceEau/EpaisseurNappe*dt);

%évaporation du benzène depuis la phase d'essence
kEvapFlot=2.853e-8*VPBenzene*1.2*SurfaceNappe/MasseEssence;
PEvapFlot=1-exp(-kEvapFlot*dt);

end
% solubilisation des particules flottantes
% if isempty(IdFlottant)==0
% Etat(Etat==1 & rand(NbPart,1)<(Psol*ones(NbPart,1)))=2;
% end

%évaporation des particules flottantes
% if isempty(IdFlottant)==0
% Etat(Etat==1 & rand(NbPart,1)<(PEvapFlot*ones(NbPart,1)))=3;
% end

%évaporation des particules dissoutes
% Etat(IdDissout1m & rand(length(IdDissout1m),1)<PEvapSol)=3;

%retrait du système par advection
Etat(X>Xmax)=4;

%enregistrement des résultats dans la matrice Resultat
if mod(i,Tprint)==0
Resultat(i/Tprint*NbPart+1:(i/Tprint+1)*NbPart,:)=[T X Y Z Etat];

GeoNappe(i/Tprint+1,:)=[aNappebNappeXmoyNappeYmoyNappeSurfaceNappe];
end

%ajout des particules relachés par la source de contamination
ifi<Tspill

```

```
Etat(i*NbPart/Tspill+1:(i+1)*NbPart/Tspill)=1;
end

%arrêt des calculs si toutes les particules sont sortie du système
if (Etat==1|Etat==2)==0 break, end

%affichage de l'avancement des calculs
Pourcentage=floor(i/NbPas*100)
end

Tfin=cputime;

TempsCalcul=Tfin-Tdebut

TempsParPartPas=TempsCalcul/NbPas/NbPart
```

ANNEXE B – Code Matlab du programme de calcul des concentrations dans un référentiel eulérien

```
% Masse totale de contaminant déversée en kg
Massee=1;

%dimension du maillage dans la direction x en mètre
Lmaille=20;

X=Resultat(:,2);
Estat=Resultat(:,5);

% position en X des noeuds du maillage
Xmaille=[0:Lmaille:max(X) ]';

T=[0:dt*Tprint:dt*NbPas];

Concentration=zeros(length(Xmaille),length(T));

% calcul de l'aire de la section d'écoulement
AireSection=-trapz(Profil(:,1),Profil(:,2));

% compte des particules par pas de temps et par cellule puis calcul de la
% concentration en mg/L
for i=1:length(T)
    XT=X(NbPart*(i-1)+1:NbPart*i);
    EtatT=Estat(NbPart*(i-1)+1:NbPart*i);
    for j=1:length(Xmaille)
        Concentration(j,i)=length(XT(abs(XT-Xmaille(j))<Lmaille/2
        &EtatT==2))/(AireSection*Lmaille)*Massee/NbPart*1000;
    end
    Concentration(1,i)=Concentration(1,i)*2;
    Concentration(end,i)=Concentration(end,i)*2;

    Pourcentage=floor(i/length(T)*100)
end

%incertitude numérique sur la concentration mesurée en mg/L
% Incertitude=Massee/(AireSection*LMoyenne)*1000/NbPart

for i=1:length(T)
    figure (1)
    hFig = figure(1);
    set(gcf, 'PaperPositionMode', 'auto')
    set(hFig, 'Position', [0 200 5000 300])
    plot(Xmaille,Concentration(:,i))
    axis([Lmaille max(Xmaille)-Lmaille 0 max(max(Concentration(:)))] )
    pause(.01);
end

display('terminé')
```