

UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP DE DAKAR



Ecole Doctorale « Eau, Qualité et Usages de L'eau »



FACULTE DES SCIENCES ET TECHNIQUES

THESE DE DOCTORAT

Spécialité : Hydraulique

Année académique : 2018-2019 N° d'ordre : xxxx

Présentée par

Seïdou KANE

Contribution à la modélisation des écoulements dans les systèmes hydrauliques avec jonction : application dans les réseaux d'assainissement de la banlieue Dakaroise (Dalifort)

Date de soutenance : 30 Avril 2019 à l'UCAD

Jury

Président	: Amadou Thierno GAYE	Professeur Titulaire ESP
Rapporteurs	: Roger MOUSSA	Directeur de Recherches INRA/France
	Abdoulaye SENE	Professeur Titulaire UCAD
Examineurs	: Serigne FAYE	Professeur Titulaire UCAD
	Séni TAMBA	Professeur Titulaire EPT
Directeur de Thèse	: Soussou SAMBOU	Maitre de Conférences UCAD

Remerciements

A l'issue de ce travail, je souhaite remercier tous ceux qui ont participé directement ou indirectement, de près ou de loin à son élaboration.

Tout d'abord je remercie vivement mon professeur et directeur de thèse M. SAMBOU qui m'a orienté sur ce sujet et m'a fait bénéficier de toute sa compétence et de son expérience.

Je tiens à remercier très chaleureusement les membres du jury qui ont participé à l'évaluation de ce travail : Pr. Thierno Amadou Gaye, pour avoir accepté de présider le jury malgré son agenda très chargé, Pr. Abdoulaye Sène et Pr. Roger Moussa pour avoir accepté d'être les Rapporteurs, Pr Serigne Faye pour sa disponibilité et à qui je voue un grand respect, Pr. Sény Tamba, d'une générosité remarquable dans ses explications, pour son accompagnement et tous ces conseils.

Je remercie également tous les doctorants du Laboratoire d'Hydraulique et de Mécanique des Fluides, où ce travail s'est déroulé dans d'excellentes conditions.

Je ne saurais terminer sans dire un grand Merci à ma mère et à mon père qui m'ont énormément soutenu et qui ne cessent de m'encourager dans tout ce que j'entreprends, à toute ma famille et à mes amis.

Mention spéciale à Seydina et Habibatou.



Dédicaces

*A Tata Ramatoulaye Kane
Et à mes deux grand-mères
Penda SY et Aïda KEBE*



Liste des symboles

d : Temps de décalage	(s)
\vec{F} : Distribution volumique de force	
F_p : Force de pression	(N)
F_f : Force de frottement	(N)
F_g : Force de gravité	(N)
F_r : Nombre de Froude	
g : Accélération de la pesanteur	(m.s ⁻²)
$h(x, t)$: Tirant d'eau	(m)
K : Débitance	(m ³ .s ⁻¹)
K_s : Coefficient de Manning Strickler	(m ^{1/3} .s ⁻¹)
m : Masse	(Kg)
n : Coefficient de Manning	(m ^{-1/3} .s)
\vec{P} : Quantité de mouvement	(Kg.m.s ⁻¹)
\mathcal{P} : Périmètre mouillé	(m)
p : Pression	(Pa)
Q : Débit de l'écoulement	(m ³ .s ⁻¹)
q : Débit latéral	(m ² .s ⁻¹)
\vec{q} : Courant de chaleur	
r : Densité volumique définissant un taux de chaleur	
R_H : Rayon hydraulique	(m)
S : Surface	(m ²)
S_0 : Pente du fond	
S_f : Perte de charge	

\vec{T} : Vecteur contrainte	
t : Temps	(s)
t_b : Temps de base	(s)
\vec{u} : Vitesse d'écoulement	(m.s ⁻¹)
V : Volume	(m ³)
x : Abscisse	(m)
Z : Cote de l'eau	(m)
Z_f : Cote du fond	(m)
Δx : Pas d'espace	(m)
Δt : Pas de temps	(s)
ΔQ : Variation de débit entre deux instants	(m ³ .s ⁻¹)
ΔZ : Variation de cote entre deux instants	(m)

Lettres grecques

α : Pente du canal
$\beta, \lambda, \delta, \varepsilon$: Coefficients de l'équation dynamique linéarisée
θ : Facteur de pondération spatial
ϑ : Angle de jonction
μ : Facteur de correction de l'énergie
ν : Facteur de correction du moment
ρ : Masse volumique de l'eau
τ : Contrainte de cisaillement
φ : Facteur de pondération temporel

Coefficients

$A_{11}, A_{12}, B_{11}, B_{12}, B_{13}$: Coefficients de l'équation de continuité linéarisée

A_{21} , A_{22} , B_{21} , B_{22} , B_{23} : Coefficients de l'équation dynamique linéarisée

DA , DB , $DC1$, $DC2$: Coefficients de l'équation dynamique

E_j , F_j , L_j , M_j , N_j : Coefficients de la méthode du double balayage

Indices

a : Apport

d : Aval (downstream)

e : Entrant

j : spatial

l : Latéral

n : Indice temporel

s : Sortant

u : Amont (upstream)

Abréviations

APD : Agence de Développement Municipale

CA : Commune d'Arrondissement

EBM : Energy Based Method (Méthode basée sur l'énergie)

EWS : Equality of Water Stage (Egalité des Hauteurs d'Eau)

ENIAC: Electronic Numerical Integrator Analyser and Computer

HC2 : Hydrogramme complexe à deux pointes

HC3D : Hydrogramme complexe à trois pointes décroissantes

HS : Hydrogramme simple

NS : Navier-Stokes

PDD : Plan Directeur de Drainage

PROGEP : Programme de Gestion des Eaux Pluviales dans La zone Périurbaine De Dakar

RANSE : Reynolds Averaged Navier-Stokes Equations

RPE : Relative Peak Error (Erreur relative sur les débits de pointes)

RVE : Relative Volume Error (Erreur relative sur les volumes)

SV : Saint-Venant

Liste de tableaux

Tableau 1 : Caractéristiques géométriques et hydraulique.....	53
Tableau 2 : Paramètres numériques du code de calcul.....	53
Tableau 3 : Hydrogramme d’Henderson simple (HS) et équation.....	54
Tableau 4 : Hydrogramme complexe à deux pointes symétriques et équation (HC2).....	54
Tableau 5 : Hydrogramme complexe à trois pointes décroissantes (HC3D) et équation.....	55
Tableau 6 : Caractéristiques locales (RPE et RVE) et globale (Nash).....	58
Tableau 7 : Caractéristiques du système 1	75
Tableau 8 : Caractéristiques du système 2	75
Tableau 9 : Caractéristiques du système 3	75
Tableau 10 : Caractéristiques du système 4	75
Tableau 11 : Caractéristiques locales (RPE et RVE) et globale (Nash) à l’aval de la jonction88	
Tableau 12 : Précipitations moyennes mensuelles à Dakar entre 1951 et 2010	99
Tableau 13 : Caractéristiques géométriques des canaux du rapport 1	112
Tableau 14 : Caractéristiques géométriques des canaux du rapport 2	112
Tableau 15 : Débits d’entrées en régime permanent	113

Liste des figures

Figure 1 : Paramètres géométriques de l'écoulement dans un canal	8
Figure 2 : Variation de la ligne d'eau suivant le temps	9
Figure 3 : Ecoulements uniforme et non uniforme.....	10
Figure 4 : Conditions aux limites	21
Figure 5 : Schéma de Preissmann.....	37
Figure 6 : Organigramme de calcul du bouble balayage	44
Figure 7 : Application de la quantité de mouvement sur un volume de contrôle.....	47
Figure 8 : Variation des débits dans un canal.....	49
Figure 9 : Canal rectangulaire avec les sections.....	53
Figure 10 : Résultat de la simulation des hydrogrammes avec le double balayage	56
Figure 11 : Comparaison des hydrogrammes à l'aval du canal (double balayage et HecRas).....	58
Figure 12 : Jonction, (a) confluence et (b) défluence	61
Figure 13 : Paramètres d'une jonction.....	62
Figure 14 : Jonction simple	64
Figure 15 : Paramètres de la jonction de Shabayek.....	67
Figure 16 : Représentation de la jonction pour le modèle de l'égalité des hauteurs d'eau	72
Figure 17 : Organigramme de calcul (double balayage + modèle de jonction simple).....	73
Figure 18: Schémas des systèmes hydrauliques formés par une jonction	74
Figure 19 : Schémas du système hydraulique formé par deux jonctions	74
Figure 20 : Résultats de la propagation d'un hydrogramme simple dans les systèmes 1 et 2 avec notre code de calcul	76
Figure 21 : Résultats de la propagation d'un HC2 dans les systèmes 1 et 2 avec notre code de calcul	77
Figure 22 : Résultats de la propagation d'un HC3D dans les systèmes 1 et 2 avec notre code de calcul	78
Figure 23 : Résultats de la propagation d'un hydrogramme simple dans le système 3 avec notre code de calcul.....	79
Figure 24 : Résultats de la propagation d'un HC2 dans le système 3 avec notre code de calcul.....	80
Figure 25 : Résultats de la propagation d'un HC3D dans le système 3 avec notre code de calcul	81
Figure 26 : Résultats de la propagation d'un hydrogramme simple dans le système hydraulique avec deux jonctions avec notre code de calcul	82
Figure 27 : Illustration de la confluence avec les stations (HecRas).....	84
Figure 28 : Illustration de la défluence avec les stations (HecRas).....	85
Figure 29 : Confluence avec angle pour l'application du modèle basé sur le moment (HecRas)	86
Figure 30 : Comparaison des hydrogrammes à l'aval de la jonction	88
Figure 31 : Types de schéma de configuration (Source KERLOC'H Bruno).....	95

Figure 32 : Bassin de la Grande Niayes	97
Figure 33 : Evolution interannuelle de la pluviométrie à Dakar Yoff (Source ANAMS).....	98
Figure 34 : Courbe hypsométrique du bassin de la Grande Niaye de Pikine	105
Figure 35 : MNT du bassin versant de la Grande Niaye de Pikine (altitude).....	106
Figure 36 : Dalifort.....	109
Figure 37 : Zone de Dalifort avec les bassins du réseau d'assainissement visibles	111
Figure 38 : Réseau d'assainissement de Dalifort.....	111
Figure 39 : GeoHecRas 1	114
Figure 40 : GeoHecRas 2	114
Figure 41 : GeoHecRas 3	115
Figure 42 : GeoHecRas 4	115
Figure 43 : localisation de la branche br1 sur le réseau d'assainissement.....	117
Figure 44 : Ligne d'eau et profils des vitesses sur la branche br1 en régime permanent (rapport 1)..	117
Figure 45 : localisation de la branche br2 sur le réseau d'assainissement.....	118
Figure 46 : Ligne d'eau et profils des vitesses sur la branche br2 en régime permanent (rapport 1)..	118
Figure 47 : localisation de la branche br3 sur le réseau d'assainissement.....	119
Figure 48 : Ligne d'eau et profils des vitesses sur la branche br3 en régime permanent (rapport 1)..	119
Figure 49 : localisation de la branche br4 sur le réseau d'assainissement.....	120
Figure 50 : Ligne d'eau et profils des vitesses sur la branche br4 en régime permanent (rapport 1)..	120
Figure 51 : localisation de la branche br5 sur le réseau d'assainissement.....	121
Figure 52 : Ligne d'eau et profils des vitesses sur la branche br5 en régime permanent (rapport 1)..	121
Figure 53 : localisation de la branche br6 sur le réseau d'assainissement.....	122
Figure 54 : Ligne d'eau et profils des vitesses sur la branche br6 en régime permanent (rapport 1)..	122
Figure 55 : localisation de la branche br1 sur le réseau d'assainissement.....	124
Figure 56 : Ligne d'eau et profils des vitesses sur la branche br1 en régime permanent (rapport 2)..	124
Figure 57: localisation de la branche br2 sur le réseau d'assainissement.....	125
Figure 58: Ligne d'eau et profils des vitesses sur la branche b2 en régime permanent (rapport 2)	125
Figure 59: localisation de la branche br3 sur le réseau d'assainissement.....	126
Figure 60: Ligne d'eau et profils des vitesses sur la branche br3 en régime permanent (rapport 2)..	126
Figure 61: localisation de la branche br4 sur le réseau d'assainissement.....	127
Figure 62: Ligne d'eau et profils des vitesses sur la branche br4 en régime permanent (rapport 2)..	127
Figure 63: localisation de la branche br5 sur le réseau d'assainissement.....	128
Figure 64: Ligne d'eau et profils des vitesses sur la branche br5 en régime permanent (rapport 2)..	128
Figure 65: localisation de la branche br6 sur le réseau d'assainissement.....	129
Figure 66: Ligne d'eau et profils des vitesses sur la branche br6 en régime permanent (rapport 2)..	129
Figure 67 : Hyétogrammes d'entrée, (a) Desbordes, (b) Kiefer	131
Figure 68 : Hydrogrammes de ruissellement obtenus avec SWMM, (a) Desbordes, (b) Kiefer.....	131

Figure 69 : Résultats en régime non permanent sur la branche br1 (Desbordes)	132
Figure 70 : Résultats en régime non permanent sur la branche br2 (Desbordes)	133
Figure 71 : Résultats en régime non permanent sur la branche br3 (Desbordes)	134
Figure 72 : Résultats en régime non permanent sur la branche br4 (Desbordes)	135
Figure 73 : Résultats en régime non permanent sur la branche (Desbordes)	136
Figure 74 : Résultats en régime non permanent sur la branche (Desbordes)	137
Figure 75 : localisation et courbe élévation-volume des bassins.....	138
Figure 76 : Résultats dans les bassins en régime non permanent(Desbordes)	138
Figure 77 : Résultats en régime non permanent sur la branche br1 (Kiefer).....	140
Figure 78 : Résultats en régime non permanent sur la branche br2 (Kiefer).....	141
Figure 79: Résultats en régime non permanent sur la branche br3 (Kiefer).....	142
Figure 80: Résultats en régime non permanent sur la branche br4 (Kiefer).....	143
Figure 81: Résultats en régime non permanent sur la branche br5 (Kiefer).....	144
Figure 82: Résultats en régime non permanent sur la branche br6 (Kiefer).....	145
Figure 83: Résultats dans les bassins en régime non permanent (Kiefer)	146

Table des matières

Remerciements	II
Dédicaces	III
Liste des symboles	IV
Liste de tableaux	VIII
Liste des figures	IX
Table des matières.....	XII
Résumé.....	XV
Abstract	XVII
Introduction générale	1
Chapitre I Génération et formulation des équations des écoulements à surface libre	
I.1. Introduction	8
I.2. Classification des écoulements.....	8
I.3. Dérivation des équations de Navier-Stokes.....	12
I.4. Les équations de Navier-Stokes moyennées.....	16
I.4.1. Traitement de l'équation de continuité	17
I.4.2. Traitement de l'équation dynamique	17
I.5. Etablissement des équations de Saint-Venant 2D.....	20
I.5.1. Considérations générales.....	20
I.5.2. Conditions aux limites	21
I.5.3. Moyenne suivant la verticale de l'équation de continuité	22
I.5.4. Equation dynamique moyennée suivant la verticale	24
I.6. Equations de Saint-Venant 1D.....	31
I.6.1. Simplifications du système de Saint-Venant	33
I.7. Conclusion.....	34
Chapitre II Résolution Numérique des Equations de Saint – Venant 1D :	
Application à la Simulation de l'écoulement dans un canal et validation avec HecRas	35
II.1. Introduction.....	35
II.2. Schéma de Preissmann	37
II.2.1. Discrétisation et linéarisation	38
II.3. Méthode du double balayage et code de calcul	41

II.3.1.	Description de la méthode.....	41
II.3.2.	Procédure de calcul.....	42
II.4.	Résolution par le logiciel HecRas	45
II.4.1.	Introduction	45
II.4.2.	Base théorique et procédure de calcul	45
II.5.	Application à la simulation de la propagation de l'écoulement dans un canal rectangulaire	53
II.5.1.	Résultats obtenus avec notre code de calcul	55
II.5.2.	Comparaison des résultats obtenus avec notre code et ceux de HecRas	56
II.6.	Conclusion.....	59
Chapitre III	Modélisation des jonctions et application dans un réseau de canaux..	60
III.1.	Introduction.....	60
III.2.	Modèles de jonction et synthèse bibliographique	61
III.2.1.	Equation générale de l'écoulement dans les jonctions	62
III.2.2.	Les modèles de confluence	64
III.2.3.	Les modèles de défluence	69
III.2.4.	Synthèse des travaux.....	71
III.3.	Résolution numérique de la jonction par notre code de calcul couplant Saint-Venant 1D et modèle de l'égalité des hauteurs.....	71
III.3.1.	Équations du modèle.....	72
III.3.2.	Procédure du coupage Saint-Venant et modèle de l'égalité des hauteurs d'eau ...	72
III.3.3.	Applications et résultats	74
III.3.4.	Conclusion	83
III.4.	Résolution numérique de la jonction avec le logiciel HecRas.....	83
III.4.1.	Méthode basée sur l'équation de l'énergie	83
III.4.2.	Méthode basée sur l'équation de la quantité de mouvement	85
III.4.3.	Comparaison des résultats obtenus pour la jonction	88
III.5.	Conclusion.....	89
Chapitre IV	: Modélisation du fonctionnement hydraulique du réseau d'assainissement de Dalifort avec le logiciel GéoHecRas	
IV.1.	Introduction.....	91
IV.2.	L'assainissement	92
IV.2.1.	Systèmes de réseaux d'assainissement	92
IV.2.2.	Configurations des réseaux d'assainissement	93
IV.2.3.	Conception et dimensionnement.....	95

IV.3.	Présentation et caractérisation de la zone d'étude	96
IV.3.1.	Etat de l'environnement biophysique dans la zone d'étude	97
IV.3.2.	Caractéristiques de la zone d'étude	104
IV.3.3.	Présentation de la zone de Dalifort	108
IV.4.	Simulation de l'écoulement dans le réseau d'assainissement avec le logiciel GeoHecRas	113
IV.4.1.	Présentation du logiciel GeoHecRas	113
IV.4.2.	Résultats de la simulation en régime permanent dans le réseau du rapport 1	117
IV.4.3.	Résultats de la simulation en régime permanent dans le réseau du rapport 2	124
IV.4.4.	Simulation en régime non permanent avec le réseau du rapport 2.....	130
IV.5.	Conclusion.....	146
	Conclusion générale	149
	Références bibliographiques.....	b

Résumé

Dans la plupart des systèmes hydrauliques (réseau d'assainissement, réseau d'irrigation...), il existe des jonctions et la maîtrise de celles-ci est essentielle car la défaillance d'une seule jonction peut menacer l'écoulement dans tout le réseau. Le traitement mathématique de l'écoulement dans les jonctions est un problème relativement difficile mais très important dans le fonctionnement d'un réseau de canaux. L'objectif scientifique de cette thèse est donc la modélisation de l'écoulement dans les systèmes hydrauliques comportant des jonctions, afin d'assurer un bon dimensionnement de ces structures. Pour cela nous avons en premier lieu développé et explicité les équations qui régissent ces écoulements c'est-à-dire les équations de Navier-Stokes en général.

Ces équations sous leurs formes totales sont très difficiles à résoudre analytiquement. Les hydrauliciens ont fait donc recours à des simplifications qui ont permis d'arriver entre autres aux équations de Saint-Venant 2D et 1D. Leurs utilisations permettent d'obtenir des prévisions détaillées de l'écoulement au sein des canaux ou des cours d'eau, sans avoir la nécessité de prendre de nombreuses mesures sur le terrain.

Dans ce travail, après avoir fait la genèse de ces équations, nous nous sommes intéressés particulièrement à leur résolution numérique. Elle a été faite en utilisant le schéma de Preissmann et la solution numérique a été obtenue par la méthode du double balayage. Un code de calcul numérique a été développé et réalisé avec Fortran en utilisant ce schéma. Les résultats obtenus ont été comparés avec ceux obtenus par le logiciel HecRas. La comparaison a montré ainsi que les résultats étaient pratiquement les mêmes, ce qui nous a permis de valider notre code de calcul numérique. Ensuite, nous nous sommes intéressés à l'écoulement à travers la jonction par une étude bibliographique sur les modèles de jonction et ces caractéristiques. Un couplage du double balayage avec un modèle de jonction simple a été réalisé et les résultats obtenus ont été aussi comparés avec ceux obtenus par HecRas.

Tout ce qui précède nous a permis de comprendre et de maîtriser le fonctionnement et les équations qui sont à la base des logiciels hydrauliques. En dernier lieu, une application a été effectuée sur le réseau d'assainissement de Dalifort (Sénégal) afin d'étudier le comportement hydraulique de celui-ci en régime permanent et non permanent dans des conditions extrêmes en utilisant le logiciel GeoHecRas. L'analyse des résultats obtenus montre des dysfonctionnements suivant certaines conditions.

Mots clés

Modélisation numérique, équations de Saint-Venant, jonction, schéma de Preissmann, double balayage, HecRas, GéoHecRas, inondation, écoulements, hydrogramme.

Abstract

In most hydraulic systems (sewerage network, irrigation network ...) there are junctions and the control of these is essential because the failure of a single junction can threaten the functioning of the network. The mathematical treatment of open channel junctions is a difficult problem, but it is very important to know how the junction works in the network. The scientific purpose of this thesis is to model the propagation of flow in hydraulic systems with junctions, to ensure a good sizing of these structures. For this, we first developed and explained the equations governing these flows, the Navier-Stokes equations.

However, in their total forms, these equations are very complex and impossible to solve analytically except under very simplified conditions. Therefore, assumptions and simplifications have been made by hydraulic engineers that allowed us to arrive among others to the Saint-Venant's equations 2D and 1D. After describing the genesis of these equations, we are particularly interested in their numerical resolution. They can be used for detailed forecasts of flow within canals or streams in different configurations, without having to take many field measurements that are usually very expensive.

In this work, after making the genesis of these equations, we were particularly interested in their numerical resolution. It was done using the Preissmann scheme and the numerical solution was obtained by the double sweep method. A numerical computation code has been developed and realized with Fortran using the algorithm of the double sweep. The results obtained with the simulation of hygrographs in a rectangular channel were compared with those obtained with a software very known by the hydraulicians and used in the realization of many projects, HecRas. The comparison showed that the results were almost the same, which allowed us to validate our numerical program. In the second hand we were interested in the junction itself by a bibliographical study of junction models and these characteristics. A coupling of our numerical code with a junction model was performed and the results obtained were also compared with those obtained with the Hecras model junction.

All of the above has allowed us to understand and master the operations and equations that are the basis of hydraulic software. Finally, an application was accomplished on the stormwater network of Dalifort to study the hydraulic behavior with steady and unsteady flow in extreme conditions using the GeoHecRas software. In this stormwater network there is a junction and the analysis of the results obtained shows some failures according to certain conditions.

Keywords

Numerical modeling, junction, Saint-Venant equations, Preissmann scheme, double sweep, HecRas, GeoHecRas, flood, flows, hydrograph.

Introduction générale

Introduction générale

La modélisation des écoulements à surface libre en milieu naturel ou artificiel est un enjeu important. L'urbanisation a tendance à concentrer les populations et les activités économiques autour des grandes villes qui ont été historiquement bâties le long des cours d'eau. Ces grandes villes sont de ce fait à la merci des catastrophes naturelles liées aux débordements des cours d'eau, particulièrement les inondations. La maîtrise de l'eau s'écoulant dans ces milieux devient donc capitale (Finaud-Guyot, 2009). L'homme doit mettre en place les mesures nécessaires pour se mettre à l'abri de ces dommages, soit en les supprimant, ou à défaut en les atténuant. Ces mesures sont d'ordres soit structurels ou non structurels. Les mesures structurelles consistent à construire des ouvrages de protection telles que les digues, les barrages, les systèmes d'assainissement ; les mesures non structurelles visent à mettre en place des systèmes d'alerte précoces qui permettent d'évacuer les zones à risque avant l'occurrence des crues (Bonakdari, 2006 ; Batista, 1999).

La modélisation des écoulements à surface libre joue un rôle très important dans les mesures non structurelles. Elle permet de prédire la formation de la crue à partir de la pluie et de suivre la propagation de la crue le long du cours d'eau. Deux champs disciplinaires s'intéressent à la modélisation des écoulements : l'hydraulique et l'hydrologie. En hydrologie, on cherche à comprendre et à reproduire la formation des crues à partir des caractéristiques du bassin versant, de la pluviométrie et d'autres variables climatiques pour quantifier les volumes des écoulements. L'hydraulique analyse la propagation des crues le long du corridor fluvial et permet ainsi de calculer les hauteurs d'eau et les champs des vitesses d'écoulement à tout instant. Le résultat de ces calculs peut ensuite être exploité pour l'élaboration d'une cartographie des zones inondables, élément essentiel dans un plan de prévention des risques. L'hydrologie et l'hydraulique demeurent donc indissociables pour traiter les problèmes liés aux inondations. Cependant les échelles de temps et d'espace correspondant n'appartiennent pas aux mêmes ordres de grandeur. Le bassin versant ou aire drainée par un point de l'espace constitue l'objet d'étude favori en hydrologie. Les bassins généralement cités dans la littérature présentent une superficie variant entre plusieurs dizaines et plusieurs milliers de km^2 avec des temps de réponse de quelques heures à plusieurs jours (Bloschl et Sivapalan, 1995). En hydraulique, les systèmes étudiés atteignent des longueurs variables, allant de quelques centaines de mètres pour les réseaux d'assainissement ou d'irrigation, à plusieurs milliers de kilomètres pour les fleuves. Le temps de propagation peut varier selon les cas de quelques dizaines de minutes à plusieurs jours

(Malaterre, 1995). En hydrologie, les incertitudes demeurent très importantes du fait de l'hétérogénéité et de la diversité des processus mis en jeu.

Deux visions parallèles ont ainsi émergé dans la modélisation des écoulements à surface libre. La première est dite descendante ou systémique (Michel et al., 2006). Elle cherche à reproduire le comportement global du système étudié en renonçant à l'application de relations physiques explicites. Elle fournit des modèles qui donnent les conséquences ou résultats des phénomènes ayant lieu dans le système réel. Elle donne également une explication comportementale et non mécaniste des phénomènes. La seconde, dite ascendante ou mécaniste, utilise une agrégation d'entités élémentaires (Kane et al., 2015 ; Abbott et al., 1986) sur lesquelles sont appliquées les lois de la mécanique classique.

En hydrologie, la vision descendante conduit à deux grands types de modèles (Steinmann, 2005). Les modèles statistiques ou stochastiques encore appelées modèles de boîte noire sont généralement globaux à l'échelle spatiale et utilisent uniquement l'information contenue dans les séries chronologiques de variables hydro climatiques. Ils ne nécessitent aucune connaissance préalable du bassin versant. Les modèles conceptuels sont fondés sur le fonctionnement du système hydrologique tel qu'il est compris par le modélisateur. Ils utilisent des réservoirs qui communiquent entre eux. Ils considèrent le plus souvent le bassin versant comme une simple unité. La vision ascendante conduit quant à elle aux modèles déterministes qui sont basés sur la description des processus physiques observés sur le bassin versant à l'aide de lois de conservation de la masse, de la quantité de mouvement et de l'énergie (Taffese, 2012).

En hydraulique, l'approche ascendante est largement dominante. Elle est basée sur la résolution numérique des équations de Navier-Stokes. Cette résolution nécessite une bathymétrie aussi détaillée que possible, des conditions initiales et aux limites amont et aval (Kane, 2014 ; Mouyokakami, 2013). Elle nécessite un grand nombre de données et des outils de calcul très puissants. C'est pourquoi chaque fois que les conditions naturelles de l'écoulement le permettent, des modèles simplifiés à la lumière des conditions naturelles (Saint-Venant 2D, Saint-Venant 1D, équation de l'onde diffusante, équation d'Hayami, équation de l'onde cinématique) sont utilisés (Leye, 2014 ; Sarr, 2014). Dans certains cas, l'écoulement est décrit par des modèles statistiques et stochastiques basés sur de longues chroniques d'observations qui ne font pas appel aux caractéristiques du cours d'eau (Ndione et al., 2017).

Parmi les mesures structurelles, les réseaux d'assainissement constituent un élément essentiel en hydraulique urbaine du fait du changement de la forme et de l'amplitude des averses

qui semblent aller crescendo. En effet le changement climatique mis en évidence depuis les années 1960 en Afrique Occidentale et Centrale (Descroix et al., 2015 ; Ndione, 2014) s'est traduite par une recrudescence des évènements extrêmes. La conséquence a été dans la banlieue dakaroise une fréquence accrue des inondations. Pour y remédier, les autorités ont pris des mesures structurelles à travers la réalisation de réseaux d'assainissement. Dans ces réseaux on assiste toujours à une séparation de l'écoulement provenant d'un canal vers plusieurs autres canaux ou à une rencontre de plusieurs écoulements provenant de plusieurs canaux. Ce sont ces zones de rencontre ou de séparation qui constituent les jonctions (Kane S., 2014). Elles sont présentes dans tout réseau d'écoulement naturel ou artificiel. La simulation des écoulements dans les réseaux à surface libre est beaucoup plus complexe que la simulation dans un canal simple (Akan et Yen, 1981 ; Vasquez et al., 2007). L'écoulement à la jonction est caractérisé par des effets tridimensionnels et la présence d'un mélange air-eau. Il comprend également des motifs compliqués avec une zone de séparation immédiatement en aval, une basse pression, une faible vitesse, de faibles intensités de turbulence et des distributions de vitesses complexes (Shabayek, 2002). Ces caractéristiques rendent les solutions mathématiques considérablement compliquées. Plusieurs recherches ont été effectuées ces dernières années dans le domaine de l'environnement surtout, pour le développement des simulateurs d'écoulement à surface libre. Récemment, des études poussées sur les modèles physiques (Baghlani A. et Talebbeydokhti N., 2013) ont permis une meilleure connaissance des caractéristiques hydrauliques principales des jonctions. L'efficacité des réseaux d'écoulement à surface libre dépend fortement du bon fonctionnement des regards de jonctions et la défaillance d'une seule jonction peut menacer le bon fonctionnement du réseau entier. Les jonctions représentent ainsi une des structures hydrauliques les plus cruciales dans les réseaux d'écoulements à surface libre naturels ou artificiels. De nombreux codes commerciaux de simulation numériques ont été développés dans des logiciels robustes et précis pour permettre aux ingénieurs hydrauliciens de traiter les problèmes liés à ces écoulements. Ces logiciels rencontrent des difficultés lorsque les géométries des sections d'écoulement sont fortement irrégulières. Dans de tels cas, l'obtention d'une grille physique capable de représenter la structure de ceux-ci est très délicate (Sharkey, 2014). Par ailleurs, de nombreuses méthodes numériques fournissent des résultats « pauvres » au voisinage de discontinuités tels que les ressauts hydrauliques et dans certains cas même ne fournissent pas de solution du tout (Ouarit, 2004).

Les modèles mathématiques de simulation de l'écoulement en réseau d'assainissement en régime transitoire constituent l'une des innovations majeures de l'hydrologie urbaine. Ils

permettent de connaître à tout instant et en tout point du réseau les caractéristiques de l'écoulement, ce qui permet notamment de traiter les questions suivantes (Buyer, 2002) :

- déterminer les possibilités d'urbanisation en fonction de la capacité d'absorption de flux supplémentaires du réseau aval et en cas d'impossibilité, tester plusieurs alternatives permettant de minimiser les investissements
- diagnostiquer des dysfonctionnements, lorsque des débordements apparaissent sur le réseau;
- étudier des possibilités de restructuration pour l'amélioration du fonctionnement d'un réseau existant;
- gérer en temps réel un réseau d'assainissement.

L'objectif visé dans ce travail est d'apporter une contribution à la modélisation des écoulements dans les systèmes hydrauliques comportant des jonctions. La maîtrise des processus physiques qui interviennent dans la dynamique des écoulements dans ces systèmes hydrauliques est très importante. Les équations qui régissent ces processus sont très complexes, et une résolution analytique n'est pas envisageable d'où la nécessité d'utiliser des méthodes numériques. Très souvent les hydrauliciens préfèrent alors utiliser des logiciels de modélisation plutôt que d'écrire leur propre code de calcul qui leur prendrait beaucoup de temps. Cependant, une utilisation optimale de ces logiciels nécessite une connaissance approfondie des processus hydrauliques, des équations mises en jeu et des méthodes de résolutions appliquées. Le but est donc de développer une expertise locale qui nous permettra d'étudier et de gérer ces systèmes hydrauliques (réseau d'assainissement) face à des conditions extrêmes dans un souci d'adaptation au changement climatique. Notre travail relève avant tout de l'hydraulique à surface libre. Nous avons cependant intégré des éléments d'hydrologie pour aller vers une chaîne complète de modèles permettant de simuler les écoulements dans les systèmes hydrauliques depuis leur genèse. Dans cette optique, ce travail s'articulera donc autour de quatre chapitres :

Le premier chapitre est consacré à la formulation mathématique des équations qui régissent les écoulements à surface libre. Il s'agit des équations de Saint-Venant 1D obtenues à partir des équations de Navier-Stokes moyennées suivant la verticale. Nous commencerons par une généralité sur les écoulements et les différents types d'écoulement qui existent dans la nature pour semer les bases notre étude.

Dans le deuxième chapitre, un code de calcul numérique en langage Fortran sera proposé, permettant la résolution des équations de Saint-Venant 1D en régime non permanent dans un canal rectangulaire, et une validation du code sera faite par le logiciel HecRas.

Le troisième chapitre est consacré à la modélisation du problème de la jonction. Dans cette partie un modèle de jonction simple sera couplé au code numérique que nous avons réalisé dans le deuxième chapitre. Les résultats de l'application du code de calcul dans un réseau de canaux avec jonction seront ensuite comparés avec les résultats obtenus en utilisant le modèle de jonction du logiciel HecRas.

Dans le quatrième et dernier chapitre, une application est faite dans le réseau d'assainissement de Dalifort. La zone d'étude sera présentée et caractérisée en utilisant les Systèmes d'Information Géographique. Une simulation du fonctionnement hydraulique du réseau d'assainissement de Dalifort avec le logiciel GeoHecRas sera effectuée et l'efficacité du système sera mise en évidence.

Nous terminerons par une conclusion générale et nous dégagerons quelques axes futurs de réflexion.

*Chapitre I : Génération et
formulation des équations des
écoulements à surface libre*

Chapitre I Formulation des équations des écoulements à surface libre

Introduction

Les écoulements à surface libre sont des écoulements qui présentent une surface en contact avec l'atmosphère. De tels écoulements se rencontrent dans les canaux naturels (fleuves, rivières, ruisseaux, ...) ou artificiels (canaux d'irrigation, d'assainissement pluvial, canaux de navigation, ...). Ces écoulements résultent des pluies tombées dans le bassin versant qui sont ensuite recueillies dans le réseau de drainage de celui-ci ou dans les réseaux d'assainissement et acheminés vers leur exutoire. Ils proviennent également des volumes détournés des cours d'eau naturels à travers les prises installées sur les fleuves qui sont ensuite véhiculées dans des réseaux de canaux. L'étude de la génération des écoulements à surface libre est très importante car elle permet de comprendre et de maîtriser certains aspects des écoulements : évacuation des eaux pluviales ou usées, gestion des ressources en eau, irrigation et drainage, ... inondation en milieu urbain (Lhomme, 2006), mais aussi de dimensionner et de gérer les aménagements hydrauliques. Ces écoulements sont très complexes et font intervenir les lois de conservation de la physique et la topologie des cours d'eau. Selon les cas, ils peuvent être 3D, 2D ou 1D. Dans cette partie, nous allons établir ces équations de façon générale.

I.1. Classification des écoulements

Nous allons d'abord définir les grandeurs géométriques permettant de caractériser un écoulement à surface libre (figure 1) :

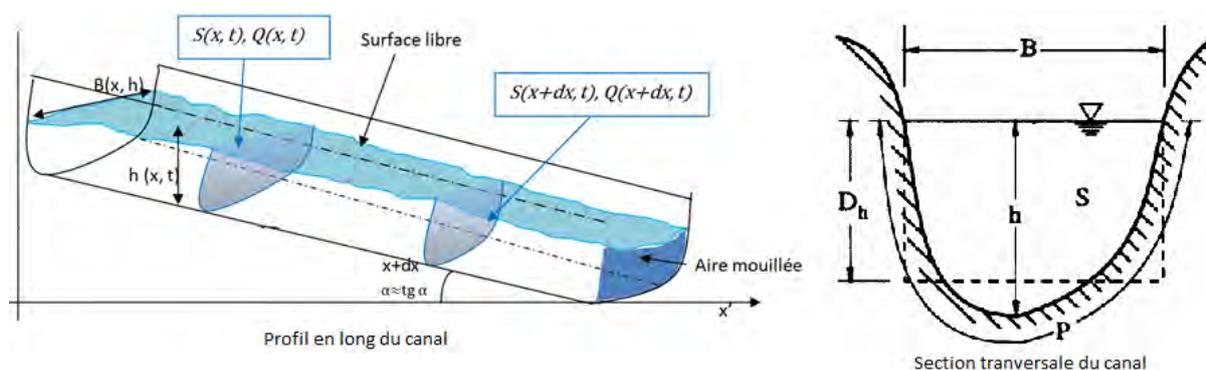


Figure 1 : Paramètres géométriques de l'écoulement dans un canal

B est la largeur au miroir, D_h le rayon hydraulique, h le tirant d'eau, P le périmètre mouillé, Q le débit du canal, S la surface mouillée et α l'angle d'inclinaison du fond. Selon les caractéristiques spatiales et temporelles, les écoulements peuvent être classés comme suit (Niémi, 2010 ; Chow, 1959) :

I.1.1. Écoulement permanent et non permanent

Un écoulement dans un canal est considéré comme permanent ou stationnaire si le débit et d'autres facteurs tels que la profondeur de l'écoulement ou la vitesse d'écoulement moyenne restent invariables dans le temps en grandeur et en direction ($\frac{\partial f}{\partial t} = 0$). Si ces facteurs changent avec le temps le flux est classé comme non permanent (figure 2). Au sens strict, l'écoulement dans les canaux est rarement permanent. Néanmoins les variations temporelles sont, dans certains cas, suffisamment lentes pour que l'écoulement puisse être considéré comme une succession de régimes permanents ce qui permet définir ainsi le régime quasi-permanent.

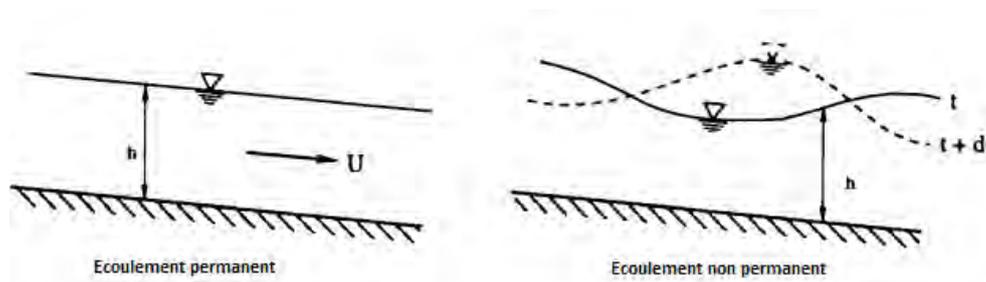


Figure 2 : Variation de la ligne d'eau suivant le temps

I.1.2. Ecoulement uniforme et écoulement non uniforme

Un écoulement est considéré comme uniforme si les caractéristiques hydrauliques de l'écoulement (vitesses, profondeurs,...) sont invariables entre les diverses sections du canal (pas de variation spatiale, $\frac{\partial f}{\partial x} = 0$). Il est non uniforme ou varié dans le cas contraire. Puisque l'écoulement non permanent et uniforme est presque quasi impossible en pratique, seul l'écoulement permanent peut-être uniforme (Chow, 1959). L'écoulement non permanent sera toujours considéré comme non uniforme. Les écoulements non uniformes peuvent être graduellement variés quand leurs caractéristiques varient très lentement d'une section à une autre (lentes variations spatiales) ou rapidement variés quand leurs caractéristiques varient brusquement d'une section à une autre. Les écoulements rapidement variés se manifestent en général au voisinage d'une singularité, telle qu'un seuil, un rétrécissement, un ressaut hydraulique ou une chute brusque (figure 3). Dans les canaux naturels l'écoulement est toujours non uniforme.

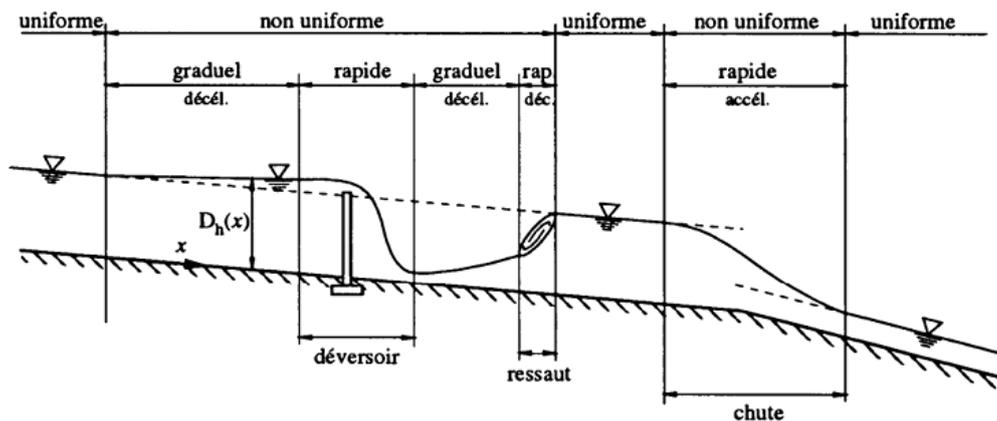


Figure 3 : Ecoulements uniforme et non uniforme

1.1.3. Ecoulement fluvial et écoulement torrentiel

L'écoulement fluvial et l'écoulement torrentiel sont des notions hydrauliques qui décrivent l'équilibre de l'écoulement d'un liquide dans un canal, un cours d'eau ou une conduite à surface libre. Selon le rapport des forces de gravité et des forces d'inertie, le flux est classé à être soit fluvial (sous-critique) ou torrentiel (supercritique). Ce rapport est donné par le nombre de Froude, définie dans le canal par :

$$F_r = \frac{U}{\sqrt{gD}} \quad 1.1$$

avec U vitesse moyenne, D est la profondeur hydraulique. Le nombre de Froude permet de classer les écoulements en :

- écoulement fluvial si $Fr < 1$, les forces de gravité sont dominantes. L'écoulement est souvent fluvial dans la nature, il est relativement profond et se déplace lentement.
- écoulement torrentiel si $Fr > 1$, les forces d'inertie sont dominantes. L'écoulement torrentiel est moins fréquent, il est relativement peu profond et se déplace très rapidement.
- écoulement critique si $Fr = 1$, les forces d'inertie et de gravité sont en équilibre. Le passage d'un régime torrentiel à un régime fluvial dans un canal ou un cours d'eau s'accompagne d'un ressaut hydraulique (élévation du niveau d'eau) et d'une dissipation d'énergie.

La distinction entre le régime fluvial et torrentiel est que dans l'écoulement fluvial les perturbations se déplacent à la fois vers l'amont et vers l'aval, alors que pour l'écoulement torrentiel le déplacement se fait seulement dans le sens aval. Ainsi dans la simulation d'un

écoulement fluvial, la condition aval contrôle la profondeur de l'écoulement en amont, et en conséquence, les calculs doivent démarrer à partir du point de contrôle aval pour remonter vers l'amont. Dans un écoulement torrentiel, la situation est inversée.

I.1.4. Ecoulement laminaire et écoulement turbulent

En fonction du rapport des forces d'inertie et des forces visqueuses l'écoulement peut être considéré comme laminaire ou turbulent.

Dans un écoulement laminaire les forces visqueuses sont si fortes par rapport aux forces d'inertie que la viscosité joue un rôle important dans la détermination du comportement d'écoulement. Dans un tel flux, les particules d'eau semblent se déplacer suivant des chemins lisses qui ne se croisent pas.

Dans un écoulement turbulent les forces de viscosité sont faibles par rapport aux forces d'inertie et les particules d'eau se déplacent dans des chemins chaotiques, irréguliers qui se croisent.

Il peut arriver que l'écoulement ne soit ni parfaitement laminaire ni parfaitement turbulent, c'est ce que l'on appelle l'écoulement de transition.

Dans la nature, le flux est généralement turbulent. La classification entre écoulement laminaire, transitoire et turbulent est basé sur un paramètre sans dimension appelé nombre de Reynolds, défini par :

$$R_e = \frac{UL_c}{\nu} = \frac{\rho UL_c}{\mu} \quad 1.2$$

avec ρ masse volumique du fluide, U vitesse moyenne, L_c longueur caractéristique, ν viscosité cinématique, μ viscosité dynamique.

Ce nombre présente une valeur seuil, le nombre de Reynolds critique $R_E \approx 2000$, en dessous de laquelle l'écoulement est assurément laminaire. Au-delà de cette valeur seuil, le régime d'écoulement devient turbulent. En fonction des nombres de Reynolds croissants, on distingue quatre régimes principaux : le régime de Stokes, le régime laminaire, le régime transitoire et le régime turbulent.

L'écoulement de Stokes correspond aux très faibles valeurs du Reynolds (inférieures à 1). Dans ce cas les forces d'inertie liées aux vitesses étant négligeables, les forces visqueuses et les forces de pression s'équilibrent. Cette notion se rapporte également au domaine des microfluides. Pour des valeurs plus élevées, les forces d'inertie entrent en jeu : c'est le domaine de la dynamique

des fluides. On observe d'abord un écoulement laminaire avec des lignes de courant bien identifiées. Dans ce type d'écoulement l'effet de la viscosité s'atténue au fur et à mesure que l'on s'éloigne des parois, les vitesses du fluide tendant à s'homogénéiser. Il est alors souvent commode de considérer que l'approximation du fluide parfait (non visqueux) est suffisante hors d'une zone proche d'une paroi, appelée couche limite. Cette dernière concentre les effets visqueux qui peuvent y être modélisés sous une forme simplifiée. A partir d'un certain Reynolds se produit une transition qui fait apparaître des instabilités dues à l'amplification des perturbations. La valeur du Reynolds de transition et la nature des instabilités dépendent essentiellement du type d'écoulement considéré. Ensuite, les instabilités augmentent au point de donner naissance à un phénomène chaotique dans lequel il est difficile de voir une organisation : c'est la turbulence.

1.2. Dérivation des équations de Navier-Stokes

Il existe plusieurs dérivations différentes des équations de Navier-Stokes pour la formulation mathématique de ces différents types d'écoulement. Nous allons utiliser ici celle qui découle directement des lois de Conservation de la mécanique des milieux continus, une fois formulées les lois de comportement des fluides classiques (Chaabelasri, 2011 ; Zeytounian, 1991).

Dans ce qui suit nous supposons que le référentiel dans lequel on observe le mouvement est galiléen. Nous désignons par x_i ($i = 1, 2, 3$), les coordonnées cartésiennes d'un point M dans le repère cartésien orthonormé $(O, \vec{k}_1, \vec{k}_2, \vec{k}_3)$ et par t le temps.

Rappelons pour ce repère que :

$$\vec{x} = x_i \vec{k}_i \quad 1.3$$

$$\vec{k}_i * \vec{k}_j = \delta_{i,j} \delta_{i,j} = \begin{cases} 0 & \text{si } i \neq j \\ 1 & \text{si } i = j \end{cases} \quad 1.4$$

La masse volumique $\rho(x_i, t)$, l'énergie interne spécifique $e(x_i, t)$ et la vitesse $\vec{u}(x_i, t)$ de composantes $u_i(x_i, t)$ sont les grandeurs de l'écoulement que nous allons utiliser.

En mécanique des milieux continus, nous avons trois lois de conservation. La première est la loi de conservation de la masse :

$$\frac{d}{dt} \int_v \rho \, dv = 0 \quad 1.5$$

La seconde est la loi de conservation de la quantité de mouvement :

$$\frac{d}{dt} \int_v \rho \vec{u} dv = \int_v \vec{f} dv + \int_s \vec{T} ds \quad 1.6$$

Où $\vec{T}(M, \vec{n})$ est le vecteur contrainte en M pour la direction \vec{n} et c'est une densité surfacique de forces s'exerçant sur une surface élémentaire normale au vecteur \vec{n} , alors que \vec{f} est une distribution volumique de forces qui représente les efforts extérieurs exercés sur le domaine.

En mécanique des milieux continus on démontre l'existence d'un tenseur de composantes $\sigma_{i,j}$ qui sont des fonctions continues par morceaux de x_i et t tel qu'en tout point de continuité on peut écrire :

$$\vec{T} = T_i \vec{k}_i \quad \text{et} \quad T_i(\vec{x}, t, \vec{n}) = \sigma_{i,j}(\vec{x}, t) n_j \quad 1.7$$

où $\vec{n} = n_j \vec{k}_j$.

Enfin, la troisième est la loi de conservation de l'énergie et constitue le premier principe de la thermodynamique :

$$\frac{d}{dt} \int_v \rho \left(e + \frac{1}{2} u_i u_i \right) dv = \int_v (f_i u_i + r) dv + \int_s (T_i u_i - q_i n_i) ds \quad 1.8$$

où r est une densité volumique définissant un taux de chaleur et les $q_i(\vec{x}, t)$ sont les composantes cartésiennes du vecteur \vec{q} , courant de chaleur défini par l'équation (1.9) :

$$-\vec{q} * \vec{n} = q_i n_i = q(\vec{x}, t, \vec{n}) \quad 1.9$$

Avec q la densité surfacique de taux de chaleur reçu.

D'autre part, si U est une grandeur attachée au fluide et que le champ des vitesses \vec{u} est continu et dérivable et si la frontière ∂D de D est lisse en morceaux, alors la dérivée particulière de l'intégrale de volume de U s'écrit :

$$\frac{d}{dt} \int_D U dv = \int_D \frac{\partial U}{\partial t} dv + \int_{\partial D} U \vec{u} \cdot \vec{n} ds \quad 1.10$$

Nous pouvons transformer toute l'intégrale de volume en une intégrale de surface et vice versa, d'après le théorème de la divergence. Ainsi, pour tout champ de vecteurs \vec{A} défini et continu dans D et sur ∂D , on a :

$$\int_{\partial D} \vec{A} \cdot \vec{n} \, ds = \int_D (\nabla \cdot \vec{A}) \, dv \quad 1.11$$

D'après les équations précédentes, lorsque les fonctions considérées sont supposées continument dérivables, on peut mettre les trois lois de conservation sous la forme intégrale générale suivante (Zeytounian, 1991) :

$$\int_D \left\{ \frac{\partial A_i}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_j} (A_i u_j) + \frac{\partial \alpha_{ij}}{\partial x_j} - B_i \right\} dv = 0 \quad 1.12$$

où si :

$$A_i = \begin{cases} \rho \Rightarrow \alpha_{ij} = 0 \text{ et } B_i = 0 \\ \rho u_i \Rightarrow \alpha_{ij} = -\sigma_{ij} \text{ et } B_i = f_i \\ \rho \left(e + \frac{1}{2} u_i u_i \right) \Rightarrow \alpha_{ij} = -u_i \sigma_{ij} + q_i \text{ et } B_i = f_i u_i + r \end{cases} \quad 1.13$$

La combinaison des équations (1.12 et 1.13) conduit aux trois équations aux dérivées partielles associées aux trois lois de conservation :

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_i} (\rho u_i) = 0 \quad 1.14$$

$$\rho \left(\frac{\partial u_i}{\partial t} + u_j \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \right) = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + f_i \quad 1.15$$

$$\rho \left(\frac{\partial e}{\partial t} + u_j \frac{\partial e}{\partial x_j} \right) = \sigma_{ij} d_{ij} - \frac{\partial q_i}{\partial x_i} + f_i + r \quad 1.16$$

$$\text{où } d_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right).$$

Pour un fluide visqueux newtonien incompressible, l'équation de l'énergie est découplée des équations de continuité et de quantité de mouvement, c'est-à-dire qu'on peut déterminer la

vitesse et la pression indépendamment de l'équation de l'énergie. La loi de comportement pour de tel fluide est exprimée par l'équation suivante :

$$\sigma_{ij} = 2\mu D_{ij} - p\delta_{ij} \quad 1.17$$

Où δ_{ij} est le symbole de Kronecker.

En remplaçant (1.17) dans (1.15), nous obtenons les équations de Navier –Stokes pour un fluide newtonien incompressible :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial u_j}{\partial x_j} = 0 \quad (a) \\ \rho \left(\frac{\partial u_i}{\partial t} + \frac{\partial u_i u_j}{\partial x_j} \right) = \rho f_i + \mu \frac{\partial^2 u_i}{\partial x_j^2} - \frac{\partial p}{\partial x_i} \quad (b) \end{array} \right. \quad 1.18$$

Le système des équations de Navier-Stokes, un des plus utilisés en mécanique des fluides permet de faire la modélisation des écoulements.

Cependant, les écoulements naturels sont tous turbulents à des degrés différents et il existe essentiellement trois méthodes de prendre en compte la turbulence en mécanique des fluides numérique :

- la première méthode consiste à avoir un maillage plus fin que le plus petit tourbillon attendu. On parle de simulation directe (Direct Numerical Simulation, DNS). Cette méthode est extrêmement gourmande en ressources et en temps, et est donc rarement utilisée dans un contexte industriel (**Vallet I., 2014 ; Saleh K., 2009**).

Les autres méthodes consistent à simplifier les petites perturbations. En effet, selon le principe de la cascade de Kolmogorov, les grands tourbillons se divisent en tourbillons plus petits, et en dessous d'une certaine taille, la viscosité dissipe l'énergie cinétique des tourbillons, qui devient de l'énergie interne au fluide. Cela donne lieu à deux méthodes :

- la simulation des grandes échelles (SGE, ou LES, Large Eddy Simulation) : pour réduire le coût de calcul cette méthode ignore les petites échelles de longueur qui sont plus coûteuse à résoudre et utilise les équations de Navier-Stokes filtrées. Le maillage est plus grossier que pour le DNS, les tourbillons plus fins que le maillage ne sont pas pris en compte par le modèle, seuls les grands tourbillons sont simulés (**Ganesan T et Awang M., 2015**). Cependant les problèmes dans lesquels les petites échelles jouent un

rôle important doivent être prises en compte et une recherche active est faite dans ce domaine.

- le moyennage temporel des équations de Navier-Stokes pour toutes les échelles (RANS, Reynolds Averaged Navier-Stokes). La méthode RANS est la plus économe en ressources et donc, de fait, très majoritairement utilisée pour les applications industrielles (Ndiaye T. 2015 ; Cherel D., 2006). Elle fait cependant apparaître des corrélations inconnues que sont les tensions de Reynolds et qui nécessitent des modèles de fermeture pour l'obtention des champs (Fadai-Ghotbi, 2007).

C'est cette dernière méthode que nous allons utiliser dans la suite.

1.3. Les équations de Navier-Stokes moyennées

Soit F une grandeur de l'écoulement turbulent (vitesse, pression, température, ...) fonction du temps t et de la position M et \bar{F} la moyenne temporelle de F , on appelle Fluctuation F' de F la variable égale à la différence entre la valeur instantanée et la moyenne :

$$F' = F - \bar{F} \quad 1.19$$

D'où

$$F = \bar{F} + F' \quad 1.20$$

Ainsi toute grandeur de l'écoulement turbulent F est décomposée en une composante moyenne \bar{F} et en une composante fluctuante F' : c'est la décomposition de Reynolds (1.20) (Ndiaye, 2014).

Soient F et G deux grandeurs caractéristiques de l'écoulement, leurs moyennes temporelles \bar{F} et \bar{G} obéissent aux règles suivantes :

- la moyenne d'une somme est égale à la somme des moyennes et la moyenne d'un produit est égale au produit des moyennes

$$\overline{F + G} = \bar{F} + \bar{G} \quad 1.21$$

$$\overline{F G} = \bar{F} * \bar{G} \quad 1.22$$

- la moyenne d'un produit d'une fonction f par une constante α est :

$$\overline{\alpha F} = \alpha \bar{F} \quad 1.23$$

- la moyenne est invariante par elle-même :

$$\overline{\bar{F}} = \bar{F} \quad 1.24$$

Nous en déduisons

$$\overline{F\bar{G}} = \bar{F}\bar{G} \quad 1.25$$

- la moyenne d'une fluctuation est nulle

$$\overline{F'} = 0 \quad 1.26$$

mais la moyenne du carré d'une fluctuation ne l'est pas, sauf si $F' = 0$

$$\overline{F'^2} > 0 \quad 1.27$$

- les opérations de moyenne et de différentiation peuvent s'invertir grâce à l'ergodicité du système :

$$\frac{\partial \bar{F}}{\partial x} = \bar{\frac{\partial F}{\partial x}} \quad 1.28$$

mais cette équation devient fautive avec la dérivée matérielle (ou totale) à cause du terme convectif.

1.3.1. Traitement de l'équation de continuité

En introduisant la décomposition de Reynolds (1.20), l'équation de continuité (1.18a) devient :

$$\frac{\partial(\bar{u}_j + u_j')}{\partial x_j} = 0 \quad 1.29$$

Nous prenons ensuite la moyenne temporelle de l'équation précédente en utilisant les propriétés (1.21, 1.24 et 1.26). L'équation de continuité moyennée devient alors :

$$\frac{\partial \bar{u}_j}{\partial x_j} = 0 \quad 1.30$$

Nous en déduisons également que les fluctuations suivent la même relation :

$$\frac{\partial u_j'}{\partial x_j} = 0 \quad 1.31$$

1.3.2. Traitement de l'équation dynamique

La moyenne temporelle de l'équation dynamique (1.18b) s'écrit :

$$\rho \left(\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial t} + \frac{\partial \bar{u}_i \bar{u}_j}{\partial x_j} \right) = \rho \bar{f}_i + \mu \frac{\partial^2 \bar{u}_i}{\partial x_j^2} - \frac{\partial \bar{p}}{\partial x_i} \quad 1.32$$

En utilisant toujours la décomposition de Reynolds l'équation précédente (1.32) devient :

$$\rho \left\{ \frac{\partial(\bar{u}_i + u'_i)}{\partial t} + \frac{\partial[(\bar{u}_i + u'_i)(\bar{u}_j + u'_j)]}{\partial x_j} \right\} = \rho(\bar{f}_i + f'_i) + \mu \frac{\partial^2 \bar{u}_i}{\partial x_j^2} - \left(\frac{\partial \bar{p}}{\partial x_i} + \frac{\partial p'}{\partial x_i} \right) + \mu \left(\frac{\partial^2 \bar{u}_i}{\partial x_j^2} + \frac{\partial^2 u'_i}{\partial x_j^2} \right) \quad 1.33$$

Nous développons ensuite cette équation et en utilisant les relations (1.21, 1.24, 1.25, 1.26 et 1.28) l'équation dynamique se réduit à :

$$\rho \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial t} + \rho \left(\frac{\partial \bar{u}_i \bar{u}_j}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{u}'_i u'_j}{\partial x_j} \right) = \rho \bar{f}_i - \frac{\partial \bar{p}}{\partial x_i} + \mu \frac{\partial^2 \bar{u}_i}{\partial x_j^2} \quad 1.34$$

Nous obtenons finalement le système des RANSE suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial \bar{u}_j}{\partial x_j} = 0 \\ \rho \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial t} + \rho \frac{\partial \bar{u}_i \bar{u}_j}{\partial x_j} = \bar{f}_i - \frac{\partial \bar{p}}{\partial x_i} + \mu \frac{\partial^2 \bar{u}_i}{\partial x_j^2} - \frac{\partial(\rho \bar{u}'_i u'_j)}{\partial x_j} \end{array} \right. \quad 1.35$$

Afin d'obtenir un système analogue au système d'équations (1.18), le système d'équation (1.35) est réarrangé comme suit (Sanket A., 2004) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial \bar{u}_j}{\partial x_j} = 0 \\ \rho \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial t} + \rho \frac{\partial \bar{u}_i \bar{u}_j}{\partial x_j} = \bar{f}_i + \frac{\partial}{\partial x_j} \left\{ -\bar{p} \delta_{ij} + \mu \left(\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{u}_j}{\partial x_i} \right) - \rho \bar{u}'_i u'_j \right\} \end{array} \right. \quad 1.36$$

En posant dans l'équation 1.36 la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{ij} = \underbrace{-\bar{p} \delta_{ij}}_1 + \underbrace{\mu \left(\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{u}_j}{\partial x_i} \right)}_2 - \underbrace{\rho \bar{u}'_i u'_j}_3 \quad 1.37$$

avec

- Terme 1 : $-\bar{p} \delta_{ij}$ est le terme de pression ramené à la moyenne.
- Terme 2 : $\mu \left(\frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_j} + \frac{\partial \bar{u}_j}{\partial x_i} \right)$ est le terme des contraintes ou efforts visqueux et représente l'effet ramené à la moyenne du mouvement
- Terme 3 : $\rho \bar{u}'_i u'_j = \sigma'_{ij}$ est le nouveau terme qui apparait et représente la contribution des fluctuations turbulentes à l'écoulement moyen. On l'appelle tenseur des contraintes

de Reynolds. Il est responsable du caractère «aléatoire» ou «chaotique» de la turbulence et est une conséquence de la non-linéarité des équations de Navier-Stokes.

Nous arrivons alors au système (1.38) suivant qui est de la même forme que le système (1.18) (Safarzadeh et al., 2016 ; Mbow, 2013) :

$$\begin{cases} \frac{\partial \bar{u}_j}{\partial x_j} = 0 \\ \rho \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial t} + \rho \frac{\partial \bar{u}_i \bar{u}_j}{\partial x_j} = \bar{f}_i + \frac{\partial}{\partial x_j} (\bar{\sigma}_{ij}) \end{cases} \quad 1.38$$

$\bar{\sigma}_{ij}$ est la contrainte de l'écoulement moyen. Cependant, lorsque le fluide est en mouvement, il est commode de séparer la partie isotrope de la partie déviatoire. Ainsi la contrainte est décomposée sous la forme générale suivante :

$$\bar{\sigma}_{ij} = -p\delta_{ij} + \sigma_{ij}^* \quad 1.39$$

Le premier terme du dernier membre représente la partie des contraintes qui est associée à la pression statique et le dernier terme définit les composantes du tenseur des contraintes visqueuses. Ainsi, en coordonnées cartésiennes et en utilisant l'équation (1.39), le système (1.38) s'écrit :

$$\begin{cases} \frac{\partial \bar{u}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{v}}{\partial y} + \frac{\partial \bar{w}}{\partial z} = 0 & a \\ \frac{\partial \bar{u}}{\partial t} + \bar{u} \frac{\partial \bar{u}}{\partial x} + \bar{u} \frac{\partial \bar{v}}{\partial y} + \bar{u} \frac{\partial \bar{w}}{\partial z} = \bar{f}_x - \frac{\partial \bar{p}}{\partial x} + \frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial \sigma_{xx}^*}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{xy}^*}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{xz}^*}{\partial z} \right) & b \\ \frac{\partial \bar{v}}{\partial t} + \bar{v} \frac{\partial \bar{u}}{\partial x} + \bar{v} \frac{\partial \bar{v}}{\partial y} + \bar{v} \frac{\partial \bar{w}}{\partial z} = \bar{f}_y - \frac{\partial \bar{p}}{\partial y} + \frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial \sigma_{yx}^*}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yy}^*}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{yz}^*}{\partial z} \right) & c \\ \frac{\partial \bar{w}}{\partial t} + \bar{w} \frac{\partial \bar{u}}{\partial x} + \bar{w} \frac{\partial \bar{v}}{\partial y} + \bar{w} \frac{\partial \bar{w}}{\partial z} = \bar{f}_z - \frac{\partial \bar{p}}{\partial z} + \frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial \sigma_{zx}^*}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{zy}^*}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zz}^*}{\partial z} \right) & d \end{cases} \quad 1.40$$

Ces RANSE 3D (Reynolds Averaged Navier-Stokes Equations) sont utilisés en hydraulique à surface libre en particulier en hydrodynamique littorale et côtière, et dans les méandres des cours d'eau. Elles permettent de tenir compte des phénomènes de transport de mobilité du fond et d'écoulements forcés (Safarzadeh et al., 2016). Elles sont de plus en plus appliquées aussi en météorologie, en océanographie et en aérodynamique où les effets 3D sont très présents. De nombreux codes de calcul basés sur ces équations ont été développés par des chercheurs ou organismes.

La NASA a conçu à partir des années 80, un code de recherche le FUN3D. Le but initial était d'étudier les algorithmes existants et de développer de nouveaux algorithmes pour la simulation dynamique des fluides.

Le projet s'est depuis lors développé et le code couvre non seulement l'analyse mais aussi l'estimation des erreurs, l'adaptation du maillage et l'optimisation de la conception des problèmes rencontrés en écoulement supersonique (Biedron, 2017).

L'éditeur de logiciels spécialisé en simulation numérique ANSYS, après avoir acquis en 2006 le groupe FLUENT, a développé le logiciel FLUENT-3D permettant d'effectuer des simulations dans le domaine de la mécanique des fluides. L'un des intérêts de ce logiciel est qu'il dispose plusieurs modèles de résolution (RANS, LES, Reynolds Stress...). Le logiciel est utilisé pour des applications industrielles allant de l'écoulement d'air autour d'une aile d'avion à la combustion à l'intérieur d'un four, des colonnes à bulles aux plates-formes pétrolières, du flux sanguin aux écoulements à surface libre. Nous avons aussi le EFDC modèle (the Environmental Fluid Dynamics Code) développé au Virginia Institute Marine Science (Craig, 2016). Ce code a été largement testé, documenté et utilisé dans de nombreuses études de modélisation faites par les universitaires, les organismes gouvernementaux et environnementaux et les ingénieurs (Hamrick, 1992).

Osment (2004) a construit un modèle 3D à couches, le modèle DAWN3D capable de simuler les écoulements en zone littorale et côtière, dans lesquelles l'amplitude de variation de la marée est importante par rapport à la profondeur de l'eau. Il est appliqué dans le cas où les vitesses verticales sont négligeables devant les vitesses horizontales. Ce modèle est en mesure de reproduire les recouvrements et découverts des zones côtières.

1.4. Etablissement des équations de Saint-Venant 2D

La solution numérique des RANSE est très complexe. Dans la plupart des écoulements à surface libre, en particulier pour les problèmes de propagation des ondes de crue qui se développent dans des domaines où les dimensions latérales sont importantes devant la profondeur, le changement de la valeur des variables reste très petit suivant la verticale. Ce constat suggère une simplification des équations tridimensionnelles de Navier-Stokes moyennées dans le temps en adoptant un certain nombre d'hypothèses (Mullaert, 2011 ; Eka, 2008 ; Pochat, 1982).

1.4.1. Considérations générales

Pour établir les équations en eau peu profonde les hypothèses suivantes ont été posées :

- la composante de la vitesse suivant la verticale est négligeable devant les autres composantes suivant l'horizontale, $\bar{w} \ll \bar{u}$, $\bar{w} \ll \bar{v}$
- la distribution de pression est hydrostatique :

$$d\bar{p} = -\rho g dz \quad 1.41$$

- les variations de la densité sont négligeables (hypothèse de Boussinesq) : fluide incompressible.

1.4.2. Conditions aux limites

Considérons la figure suivante qui représente la coupe transversale le long d'un cours d'eau,

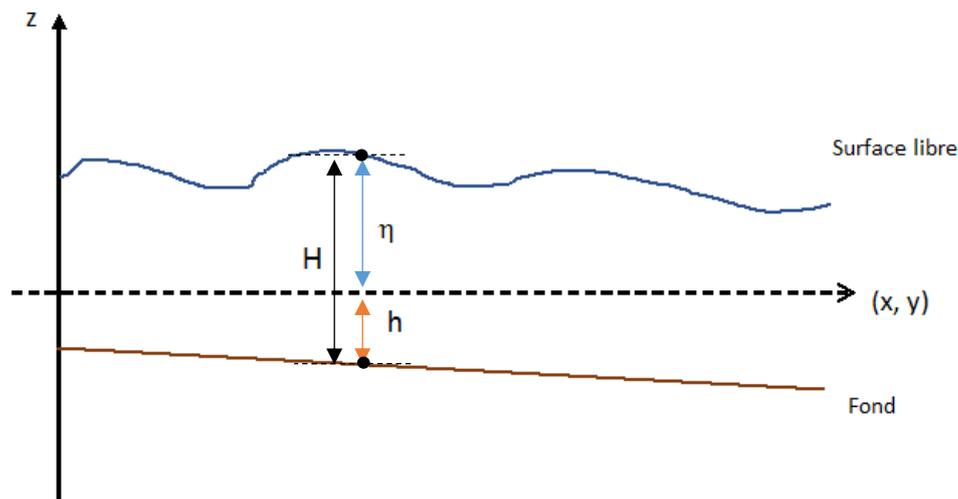


Figure 4 : Conditions aux limites

la cote de la surface libre en un point M est représentée par $z = \eta(x, y, t)$, la cote du fond par $-h(x, y)$. H représente la profondeur de l'eau. Ces grandeurs sont liées par la relation suivante :

$$H = H(x, y, t) = \eta(x, y, t) + h(x, y) \quad 1.42$$

Le fond et la surface libre étant des surfaces imperméables les conditions aux limites se calculent comme suit :

- Condition limite à la surface libre ($z = \eta$) :

La vitesse en un point de la surface libre suivant z (Figure 4) s'écrit :

$$w_{z=\eta} = \frac{d\eta(x, y, t)}{dt} \quad 1.43$$

La définition de la dérivée totale nous permet d'écrire :

$$w_{z=\eta} = \frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial \eta}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial t} + \frac{\partial \eta}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial t} \quad 1.44$$

Nous remarquons dans cette expression les vitesses \bar{u} et \bar{v} , l'équation (1.44) devient alors :

$$w_{z=\eta} = \frac{\partial \eta}{\partial t} + \bar{u}|_{z=\eta} \frac{\partial \eta}{\partial x} + \bar{v}|_{z=\eta} \frac{\partial \eta}{\partial y} \quad 1.45$$

Nous en déduisons ainsi la condition limite à la surface libre suivante :

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \bar{u}|_{z=\eta} \frac{\partial \eta}{\partial x} + \bar{v}|_{z=\eta} \frac{\partial \eta}{\partial y} - \bar{w}|_{z=\eta} = 0 \quad 1.46$$

- Condition limite au fond ($z = -h$) :

Le fond est fixe et il n'y a pas de glissement, l'expression de la vitesse \bar{w} s'écrit comme suit :

$$\bar{w}|_{z=-h} = \frac{d(-h)}{dt} \Big|_{z=-h} = \frac{\partial(-h)}{\partial t} + \bar{u}|_{z=-h} \frac{\partial(-h)}{\partial x} + \bar{v}|_{z=-h} \frac{\partial(-h)}{\partial y} \quad 1.47$$

h étant indépendant du temps (cote du fond) l'équation précédente se réduit à :

$$\bar{u}|_{z=-h} \frac{\partial(-h)}{\partial x} + \bar{v}|_{z=-h} \frac{\partial(-h)}{\partial y} - \bar{w}|_{z=-h} = 0 \quad 1.48$$

1.4.3. Moyenne suivant la verticale de l'équation de continuité

Rappelons d'abord deux règles mathématiques qui nous seront très utiles dans cette partie :

- la règle de Leibnitz :

$$\frac{\partial}{\partial x} \int_A^B F dz = \int_A^B \frac{\partial F}{\partial x} dz + F|_{z=B} \frac{\partial B}{\partial x} - F|_{z=A} \frac{\partial A}{\partial x} \quad 1.49$$

$$\frac{\partial}{\partial x} \int_{-h}^{\eta} F dz = \int_{-h}^{\eta} \frac{\partial F}{\partial x} dz + F|_{z=\eta} \frac{\partial \eta}{\partial x} - F|_{z=-h} \frac{\partial(-h)}{\partial x} \quad 1.50$$

$$\rightarrow \int_{-h}^{\eta} \frac{\partial F}{\partial x} dz = \frac{\partial}{\partial x} \int_{-h}^{\eta} F dz - F|_{z=\eta} \frac{\partial \eta}{\partial x} + F|_{z=-h} \frac{\partial(-h)}{\partial x} \quad 1.51$$

- la règle de l'intégration :

$$\int_{-h}^{\eta} \frac{\partial F}{\partial z} dz = F|_{z=\eta} - F|_{z=-h} \quad 1.52$$

Nous intégrons maintenant l'équation de continuité (1.40a) suivant la verticale :

$$\int_{-h}^{\eta} \left(\frac{\partial \bar{u}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{v}}{\partial y} + \frac{\partial \bar{w}}{\partial z} \right) dz = 0 \quad 1.53$$

Ce qui donne :

$$\int_{-h}^{\eta} \frac{\partial \bar{u}}{\partial x} dz + \int_{-h}^{\eta} \frac{\partial \bar{v}}{\partial y} dz + \int_{-h}^{\eta} \frac{\partial \bar{w}}{\partial z} dz = 0 \quad 1.54$$

En appliquant la règle de Leibnitz (1.50) et la règle de l'intégration (1.52), l'équation (1.54) devient :

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial x} \int_{-h}^{\eta} \bar{u} dz - \bar{u}|_{z=\eta} \frac{\partial h}{\partial x} + \bar{u}|_{z=-h} \frac{\partial(-h)}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial y} \int_{-h}^{\eta} \bar{v} dz - \bar{v}|_{z=\eta} \frac{\partial \eta}{\partial y} + \bar{v}|_{z=-h} \frac{\partial(-h)}{\partial y} \\ + \bar{w}|_{z=\eta} - \bar{w}|_{z=-h} = 0 \end{aligned} \quad 1.55$$

Le réarrangement de l'équation (1.55) donne :

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial x} \int_{-h}^{\eta} \bar{u} dz + \frac{\partial}{\partial y} \int_{-h}^{\eta} \bar{v} dz + \underbrace{-(\bar{u}|_{z=\eta} \frac{\partial \eta}{\partial x} + \bar{v}|_{z=\eta} \frac{\partial \eta}{\partial y} - \bar{w}|_{z=\eta})}_{\frac{\partial \eta}{\partial t}} \\ + \underbrace{\bar{u}|_{z=-h} \frac{\partial(-h)}{\partial x} + \bar{v}|_{z=-h} \frac{\partial(-h)}{\partial y} - \bar{w}|_{z=-h}}_0 = 0 \end{aligned} \quad 1.56$$

En combinant les équations (1.46) et (1.48) nous obtenons l'équation (1.57)

$$\frac{\partial}{\partial x} \int_{-h}^{\eta} \bar{u} dz + \frac{\partial}{\partial y} \int_{-h}^{\eta} \bar{v} dz + \frac{\partial \eta}{\partial t} = 0 \quad 1.57$$

Par la suite les moyennes temporelles sont décomposées en une moyenne verticale et en une partie fluctuante appelé dispersion verticale :

$$\bar{u} = \tilde{u} + \acute{u} \quad 1.58$$

avec :

$$\tilde{u} = \frac{1}{H} \int_{-h}^{\eta} \bar{u} dz \rightarrow \tilde{u}H = \int_{-h}^{\eta} \bar{u} dz \quad 1.59$$

$$\int_{-h}^{\eta} \bar{u}' dz = 0 \quad 1.60$$

En utilisant la moyenne verticale (1.58) et en introduisant les équations (1.59) et (1.60) l'équation de continuité moyennée suivant la verticale s'écrit finalement comme suit :

$$\frac{\partial(\tilde{u}H)}{\partial x} + \frac{\partial(\tilde{v}H)}{\partial y} + \frac{\partial\eta}{\partial t} = 0 \quad 1.61$$

Cette équation (1.61) peut s'écrire aussi de la manière suivante :

$$\frac{\partial(\tilde{u}H)}{\partial x} + \frac{\partial(\tilde{v}H)}{\partial y} + \frac{\partial H}{\partial t} = 0 \quad 1.62$$

1.4.4. Equation dynamique moyennée suivant la verticale

Nous considérons l'équation dynamique suivant la direction x (1.40b) :

$$\frac{\partial \bar{u}}{\partial t} + \bar{u} \frac{\partial \bar{u}}{\partial x} + \bar{u} \frac{\partial \bar{v}}{\partial y} + \bar{u} \frac{\partial \bar{w}}{\partial z} = \bar{f}_x - \frac{\partial \bar{p}}{\partial x} + \frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial \sigma_{xx}^*}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{xy}^*}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{xz}^*}{\partial z} \right) \quad 1.63$$

En ajoutant \bar{u} multiplié par l'équation de continuité (1.40a) au premier membre de l'équation précédente puis en réarrangeant nous obtenons :

$$\frac{\partial \bar{u}}{\partial t} + \frac{\partial \bar{u}\bar{u}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{u}\bar{v}}{\partial y} + \frac{\partial \bar{u}\bar{w}}{\partial z} = \bar{f}_x - \frac{\partial \bar{p}}{\partial x} + \frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial \sigma_{xx}^*}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{xy}^*}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{xz}^*}{\partial z} \right) \quad 1.64$$

La distribution de la pression étant hydrostatique, l'intégration de l'équation (1.41) de la surface à un point quelconque z donne :

$$d\bar{p} = - \int_{\eta}^{-h} \rho g dz \quad 1.65$$

$$\bar{p} = -\rho g(-h - \eta) \quad 1.66$$

Avec $\eta = \eta(x, y, t)$.

En dérivant l'équation (1.66) par rapport à la direction x, nous obtenons :

$$\frac{\partial \bar{p}}{\partial x} = \rho g \frac{\partial \eta}{\partial x} \quad 1.67$$

Nous remplaçons l'équation (1.67) dans l'équation (1.64) et nous obtenons :

$$\frac{\partial \bar{u}}{\partial t} + \frac{\partial \bar{u}\bar{u}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{u}\bar{v}}{\partial y} + \frac{\partial \bar{u}\bar{w}}{\partial z} = \bar{f}_x - g \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial \sigma_{xx}^*}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{xy}^*}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{xz}^*}{\partial z} \right) \quad 1.68$$

Nous savons aussi que (voir équation 1.37) :

$$\sigma_{ij}^* = \mu \left(\frac{\partial \bar{v}_i}{\partial x_j} \right) - \rho \overline{v'_i v'_j} \quad 1.69$$

Ce qui donne en coordonnées cartésiennes :

$$\sigma_{xx}^* = \mu \left(\frac{\partial \bar{u}}{\partial x} \right) - \rho \overline{u'u'} ; \quad \sigma_{xy}^* = \mu \left(\frac{\partial \bar{u}}{\partial y} \right) - \rho \overline{u'v'} ; \quad \sigma_{xz}^* = \mu \left(\frac{\partial \bar{u}}{\partial z} \right) - \rho \overline{u'w'} \quad 1.70$$

Nous intégrons maintenant suivant la verticale du fond ($z = -h$) à la surface libre ($z = \eta$) l'équation (1.68)

$$\begin{aligned} & \underbrace{\int_{-h}^{\eta} \left(\frac{\partial \bar{u}}{\partial t} + \frac{\partial \bar{u}\bar{u}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{u}\bar{v}}{\partial y} + \frac{\partial \bar{u}\bar{w}}{\partial z} \right) dz}_1 \\ & = \underbrace{\int_{-h}^{\eta} \bar{f}_x dz}_2 + \underbrace{\int_{-h}^{\eta} -g \frac{\partial \eta}{\partial x} dz}_3 + \underbrace{\int_{-h}^{\eta} \frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial \sigma_{xx}^*}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{xy}^*}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{xz}^*}{\partial z} \right) dz}_4 \end{aligned} \quad 1.71$$

L'intégration des différents termes de l'équation (1.71) donne :

- Terme 1

$$\begin{aligned} \text{terme1} &= \frac{\partial}{\partial t} \int_{-h}^{\eta} \bar{u} dz - \bar{u}|_{z=\eta} \frac{\partial \eta}{\partial t} + \bar{u}|_{z=-h} \frac{\partial(-h)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \int_{-h}^{\eta} \bar{u}\bar{u} dz - \bar{u}\bar{u}|_{z=\eta} \frac{\partial \eta}{\partial x} \\ &+ \bar{u}\bar{u}|_{z=-h} \frac{\partial(-h)}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial y} \int_{-h}^{\eta} \bar{u}\bar{v} dz - \bar{u}\bar{v}|_{z=\eta} \frac{\partial \eta}{\partial y} + \bar{u}\bar{v}|_{z=-h} \frac{\partial(-h)}{\partial y} \\ &+ \bar{u}\bar{w}|_{z=\eta} - \bar{u}\bar{w}|_{z=-h} \end{aligned} \quad 1.72$$

Après réarrangement l'équation (1.72) devient :

$$\begin{aligned}
&= \frac{\partial}{\partial t} \int_{-h}^{\eta} \bar{u} dz + \frac{\partial}{\partial x} \int_{-h}^{\eta} \bar{u}\bar{u} dz + \frac{\partial}{\partial y} \int_{-h}^{\eta} \bar{u}\bar{v} dz \\
&\quad - \bar{u}|_{z=\eta} \left(\underbrace{\frac{\partial \eta}{\partial t} + \bar{u}|_{z=\eta} \frac{\partial \eta}{\partial x} + \bar{v}|_{z=\eta} \frac{\partial \eta}{\partial y} - \bar{w}|_{z=\eta}}_0 \right) \\
&\quad + \bar{u}|_{-h} \left(\underbrace{\frac{\partial(-h)}{\partial t} + \bar{u}|_{z=-h} \frac{\partial(-h)}{\partial x} + \bar{v}|_{z=-h} \frac{\partial(-h)}{\partial y} - \bar{w}|_{z=-h}}_0 \right)
\end{aligned} \tag{1.73}$$

En remplaçant les équations (1.46) et (1.48) dans l'équation précédente nous obtenons finalement :

- Terme 1

$$\text{terme 1} = \frac{\partial}{\partial t} \int_{-h}^{\eta} \bar{u} dz + \frac{\partial}{\partial x} \int_{-h}^{\eta} \bar{u}\bar{u} dz + \frac{\partial}{\partial y} \int_{-h}^{\eta} \bar{u}\bar{v} dz \tag{1.74}$$

- Terme 2

$$\int_{-h}^{\eta} \bar{f}_x dz = \tilde{f}_x H \tag{1.75}$$

- Terme 3

$$\text{terme 3} = -g \frac{\partial}{\partial x} \int_{-h}^{\eta} \eta dz + g\eta|_{z=\eta} \frac{\partial \eta}{\partial x} - g\eta|_{z=-h} \frac{\partial(-h)}{\partial x} \tag{1.76}$$

- Terme 4

$$\begin{aligned}
\text{terme 4} &= \frac{\partial}{\partial x} \int_{-h}^{\eta} \sigma_{xx}^* dz - \sigma_{xx}^*|_{z=\eta} \frac{\partial \eta}{\partial x} + \sigma_{xx}^*|_{z=-h} \frac{\partial(-h)}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial y} \int_{-h}^{\eta} \sigma_{xy}^* dz \\
&\quad - \sigma_{xy}^*|_{z=\eta} \frac{\partial \eta}{\partial y} + \sigma_{xy}^*|_{z=-h} \frac{\partial(-h)}{\partial y} + \sigma_{xz}^*|_{z=\eta} - \sigma_{xz}^*|_{z=-h}
\end{aligned} \tag{1.77}$$

Après réarrangement l'équation (1.77) devient :

$$\begin{aligned}
&\frac{\partial}{\partial x} \int_{-h}^{\eta} \sigma_{xx}^* dz + \frac{\partial}{\partial y} \int_{-h}^{\eta} \sigma_{xy}^* dz - \left(\sigma_{xx}^*|_{z=\eta} \frac{\partial \eta}{\partial x} + \sigma_{xy}^*|_{z=\eta} \frac{\partial \eta}{\partial y} - \sigma_{xz}^*|_{z=\eta} \right) \\
&\quad + \left(\sigma_{xx}^*|_{z=-h} \frac{\partial(-h)}{\partial x} + \sigma_{xy}^*|_{z=-h} \frac{\partial(-h)}{\partial y} - \sigma_{xz}^*|_{z=-h} \right)
\end{aligned} \tag{1.78}$$

Les deux expressions entre parenthèses sont respectivement les efforts de cisaillement extérieurs à la surface libre (σ_x^{*s}) et au fond (σ_x^{*f}) suivant la direction x.

$$\sigma_x^{*s} = -\sigma_{xx}^*|_{z=\eta} \frac{\partial \eta}{\partial x} - \sigma_{xy}^*|_{z=\eta} \frac{\partial \eta}{\partial y} + \sigma_{xz}^*|_{z=\eta} \quad 1.79$$

$$\sigma_x^{*f} = -\sigma_{xx}^*|_{z=-h} \frac{\partial(-h)}{\partial x} - \sigma_{xy}^*|_{z=-h} \frac{\partial(-h)}{\partial y} + \sigma_{xz}^*|_{z=-h} \quad 1.80$$

Finalement l'équation dynamique (1.71) se réduit à l'équation suivante :

$$\begin{aligned} \frac{\partial}{\partial t} \int_{-h}^{\eta} \bar{u} dz + \frac{\partial}{\partial x} \int_{-h}^{\eta} \bar{u}\bar{u} dz + \frac{\partial}{\partial y} \int_{-h}^{\eta} \bar{u}\bar{v} dz \\ = \int_{-h}^{\eta} f_x dz - g \frac{\partial}{\partial x} \int_{-h}^{\eta} \eta dz + g\eta|_{z=\eta} \frac{\partial \eta}{\partial x} - g\eta|_{z=-h} \frac{\partial(-h)}{\partial x} \\ + \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial x} \int_{-h}^{\eta} \sigma_{xx}^* dz + \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial y} \int_{-h}^{\eta} \sigma_{xy}^* dz + \frac{\sigma_x^{*s}}{\rho} - \frac{\sigma_x^{*f}}{\rho} \end{aligned} \quad 1.81$$

De la même manière que l'équation de continuité, toutes les grandeurs moyennes sont décomposées en une moyenne verticale et en une partie fluctuante (1.58). Cette décomposition nous permet d'écrire :

$$\int_{-h}^{\eta} (\tilde{u} + \acute{u}) dz = \int_{-h}^{\eta} \tilde{u} dz + \int_{-h}^{\eta} \acute{u} dz = \int_{-h}^{\eta} \tilde{u} dz + 0 = H\tilde{u} \quad 1.82$$

$$\int_{-h}^{\eta} \bar{u}\bar{u} dz = \int_{-h}^{\eta} (\tilde{u}^2 + 2\tilde{u}\acute{u} + \acute{u}^2) dz = H\tilde{u}^2 + \int_{-h}^{\eta} \acute{u}^2 dz \quad 1.83$$

$$\int_{-h}^{\eta} \bar{u}\bar{v} dz = \int_{-h}^{\eta} (\tilde{u}\tilde{v} + \tilde{u}\acute{v} + \tilde{v}\acute{u} + \acute{u}\acute{v}) dz = H\tilde{u}\tilde{v} + \int_{-h}^{\eta} \tilde{u}\acute{v} dz \quad 1.84$$

L'intégration de l'équation (1.81) en utilisant les relations (1.82), (1.83) et (1.84) donne ainsi :

$$\begin{aligned} \frac{\partial(H\tilde{u})}{\partial t} + \frac{\partial(H\tilde{u}^2)}{\partial x} + \frac{\partial(H\tilde{u}\tilde{v})}{\partial y} \\ = f_x H \left[-g \frac{\partial(H\eta)}{\partial x} + g\eta \frac{\partial \eta}{\partial x} + g\eta \frac{\partial h}{\partial x} \right] + \frac{\partial}{\partial x} \int_{-h}^{\eta} \left(\frac{\sigma_{xx}^*}{\rho} - \acute{u}^2 \right) dz \\ + \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial y} \int_{-h}^{\eta} \left(\frac{\sigma_{xy}^*}{\rho} - \acute{u}\acute{v} \right) dz + \frac{\sigma_x^{*s}}{\rho} - \frac{\sigma_x^{*f}}{\rho} \end{aligned} \quad 1.85$$

En réarrangeant le terme entre crochet, l'équation (1.85) devient :

$$\begin{aligned}
& \frac{\partial(H\tilde{u})}{\partial t} + \frac{\partial(H\tilde{u}^2)}{\partial x} + \frac{\partial(H\tilde{u}\tilde{v})}{\partial y} \\
&= \tilde{f}_x H - gH \frac{\partial\eta}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \int_{-h}^{\eta} \left(\frac{\sigma_{xx}^*}{\rho} - \dot{u}^2 \right) dz + \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial y} \int_{-h}^{\eta} \left(\frac{\sigma_{xy}^*}{\rho} - \dot{u}\dot{v} \right) dz \quad 1.86 \\
&+ \frac{\sigma_x^{*s}}{\rho} - \frac{\sigma_x^{*f}}{\rho}
\end{aligned}$$

Et en développant le premier membre puis en divisant par H nous arrivons finalement à l'équation (1.87) :

$$\begin{aligned}
& \frac{\partial\tilde{u}}{\partial t} + \tilde{u} \frac{\partial\tilde{u}}{\partial x} + \tilde{v} \frac{\partial\tilde{u}}{\partial y} \\
&= \tilde{f}_x - g \frac{\partial\eta}{\partial x} + \frac{1}{H} \frac{\partial}{\partial x} \int_{-h}^{\eta} \left(\frac{\sigma_{xx}^*}{\rho} - \dot{u}^2 \right) dz + \frac{1}{H} \frac{\partial}{\partial y} \int_{-h}^{\eta} \left(\frac{\sigma_{xy}^*}{\rho} - \dot{u}\dot{v} \right) dz \quad 1.87 \\
&+ \frac{\sigma_x^{*s}}{H\rho} - \frac{\sigma_x^{*f}}{H\rho}
\end{aligned}$$

Finalement le système d'équations de Saint-Venant bidimensionnel s'écrit ainsi :

$$\left\{ \begin{aligned}
& \frac{\partial(\tilde{u}H)}{\partial x} + \frac{\partial(\tilde{v}H)}{\partial y} + \frac{\partial H}{\partial t} = 0 \\
& \frac{\partial\tilde{u}}{\partial t} + \tilde{u} \frac{\partial\tilde{u}}{\partial x} + \tilde{v} \frac{\partial\tilde{u}}{\partial y} = \tilde{f}_x - g \frac{\partial\eta}{\partial x} + \frac{1}{H} \frac{\partial}{\partial x} \int_{-h}^{\eta} \left(\frac{\sigma_{xx}^*}{\rho} - \dot{u}^2 \right) dz + \frac{1}{H} \frac{\partial}{\partial y} \int_{-h}^{\eta} \left(\frac{\sigma_{xy}^*}{\rho} - \dot{u}\dot{v} \right) dz + \frac{\sigma_x^{*s}}{H\rho} - \frac{\sigma_x^{*f}}{H\rho} \\
& \frac{\partial\tilde{v}}{\partial t} + \tilde{u} \frac{\partial\tilde{v}}{\partial x} + \tilde{v} \frac{\partial\tilde{v}}{\partial y} = \tilde{f}_y - g \frac{\partial\eta}{\partial y} + \frac{1}{H} \frac{\partial}{\partial x} \int_{-h}^{\eta} \left(\frac{\sigma_{xy}^*}{\rho} - \dot{u}\dot{v} \right) dz + \frac{1}{H} \frac{\partial}{\partial y} \int_{-h}^{\eta} \left(\frac{\sigma_{yy}^*}{\rho} - \dot{v}^2 \right) dz + \frac{\sigma_y^{*s}}{H\rho} - \frac{\sigma_y^{*f}}{H\rho}
\end{aligned} \right. \quad 1.88$$

En utilisant la convention de sommation d'Einstein ($j=1, 2$ et $i=1, 2$ les deux composantes suivant l'horizontale) le système (1.88) s'écrit :

$$\left\{ \begin{aligned}
& \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial(H\tilde{u}_i)}{\partial x_i} = 0 \\
& \underbrace{\frac{\partial\tilde{u}_i}{\partial t}}_{\text{terme1}} + \underbrace{\tilde{u}_j \frac{\partial\tilde{u}_i}{\partial x_j}}_{\text{terme2}} = \underbrace{\tilde{f}_i}_{\text{terme3}} - \underbrace{g \frac{\partial\eta}{\partial x_i}}_{\text{terme4}} + \underbrace{\frac{1}{H} \frac{\partial}{\partial x_j} \int_{-h}^{\eta} \left(\frac{\sigma_{ij}^*}{\rho} - \dot{u}_i \dot{u}_j \right) dz}_{\text{terme5}} + \underbrace{\frac{\sigma_i^{*s}}{H\rho}}_{\text{terme6}} - \underbrace{\frac{\sigma_i^{*f}}{H\rho}}_{\text{terme7}} \quad 1.89
\end{aligned} \right.$$

avec $i, j = 1, 2, x_i (x_1 = x, x_2 = y)$

Le premier terme de l'équation dynamique correspond à l'accélération locale, le second au terme d'advection, le troisième à la distribution volumique de force, le quatrième au gradient

de pression, le cinquième à la diffusion et dispersion, le sixième et septième aux efforts de cisaillement à la surface et au fond (Ndiaye, 2015 ; Chaabelasri, 2011).

Notons cependant que ces équations de Saint-Venant bidimensionnelles telles que nous venons de les écrire (1.89) ajoutent 10 inconnues supplémentaires aux équations de Navier-Stokes bidimensionnelles conventionnelles. Ainsi, des relations consécutives sont apportées pour fermer le système, c'est-à-dire qu'il y ait autant d'équations que d'inconnues :

- Le terme 5 est groupé pour donner le modèle de fermeture suivant :

$$\int_{-h}^{\eta} \left(\frac{\sigma_{ij}^*}{\rho} - \dot{u}_i \dot{v}_j \right) dz = A_H \frac{\partial(H\tilde{u}_i)}{\partial x_j} \quad 1.90$$

A_H : est appelé coefficient de diffusion (Sihem, 2012), il est constitué de trois coefficients : le coefficient de diffusion moléculaire ν , le coefficient de diffusion turbulente ν_t et le coefficient de dispersion ν_d

$$A_H = \nu + \nu_t + \nu_d \quad 1.91$$

- Le terme de contrainte à la surface libre en présence de vent à l'interface eau/atmosphère s'écrit (Brière, 2003) :

$$\frac{\sigma_i^{*s}}{\rho} = \frac{\rho_a C_d w_i}{\rho} \|\vec{w}\| \quad 1.92$$

Avec :

\vec{w} : vitesse du vent

C_d : Coefficient de trainée

ρ_a : masse volumique de l'air

- Le terme de contrainte au fond s'écrit quant à lui (Eka, 2008) :

$$\frac{\sigma_i^{*f}}{\rho} = \rho C_f \tilde{u}_i \|\vec{u}\| \quad 1.93$$

Où :

$C_f = \frac{g}{C^2}$ selon Chezy où C est le coefficient de Chezy

$C_f = \frac{n^2 g}{H^{\frac{1}{3}}}$ selon Manning où n est le coefficient de Manning

$C_f = \frac{g}{H^{\frac{1}{3}} K^2}$ selon Strickler où K est le coefficient de Strickler

$C_f = \frac{1}{8} f_{DW}$ selon Darcy Weisbach où f_{DW} est le coefficient de Darcy Weisbach

Ainsi en insérant les équations (1.90 ; 1.92 et 1.93) le système (1.89) devient alors :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial(H\tilde{u}_i)}{\partial x_i} = 0 \\ \underbrace{\frac{\partial \tilde{u}_i}{\partial t}}_{\text{terme1}} + \underbrace{\tilde{u}_j \frac{\partial \tilde{u}_i}{\partial x_j}}_{\text{terme2}} = \underbrace{\tilde{f}_i}_{\text{terme3}} - \underbrace{g \frac{\partial \eta}{\partial x_i}}_{\text{terme4}} + \underbrace{\frac{1}{H} \frac{\partial}{\partial x_j} \left(A_H \frac{\partial(H\tilde{u}_i)}{\partial x_j} \right)}_{\text{terme5}} + \underbrace{\frac{\rho_a C_d w_i \|\vec{w}\|}{H}}_{\text{terme6}} - \underbrace{\frac{\rho C_f \tilde{u}_i \|\vec{u}\|}{H}}_{\text{terme7}} \end{array} \right. \quad 1.94$$

Le système d'équations de Saint-Venant 2D (1.94) est utilisé dans beaucoup d'applications, principalement dans l'ingénierie fluviale, maritime et côtière, mais également dans certaines structures hydrauliques comme les canaux, réservoirs ouverts, ponts (Huang W., 2011 ; Yeon S., 2004). Nous avons aussi les écoulements périodiques comme les marées qui sont l'une des champs d'applications les plus importantes.

Un bon exemple d'application des équations de Saint-Venant 2D est l'écoulement atmosphérique. Les pionniers dans ce domaine sont Charney, Fjörtoft et Von Neumann qui ont essayé de concevoir numériquement un modèle de prévision du climat. Ils ont ainsi intégré les équations de Navier-Stokes sur la hauteur totale de l'atmosphère en ne tenant pas compte de la stratification de la masse volumique pour arriver aux équations barotropiques 2d. l'effet essentiel à voir dans ces écoulements est celui dû à la force de Coriolis. En utilisant l'un des premiers ordinateurs (le ENIAC) ils ont pu avoir des solutions en combinant la méthode des différences finies et la méthode spectrale. Bien que leurs résultats obtenus étaient loin d'être parfaits, ils étaient néanmoins assez réalistes pour donner des perspectives nouvelles dans ce domaine.

Klonidis et al. (2001) ont utilisé les équations 2D pour développer un modèle pour des écoulements fluviaux dans un canal convergent-divergent, des écoulements torrentiels avec élargissement (divergent) et différents nombres de Froude, des écoulements mixtes fluviaux et torrentiels dans un canal convergent. Pour réaliser un tel modèle, ils ont utilisé le modèle mathématique 2D moyenné sur la hauteur où les équations sont transformées dans un système de coordonnées non orthogonales adaptées aux frontières pour représenter avec précision les géométries irrégulières. Le schéma implicite a été utilisé pour la résolution numérique. Les résultats (vitesses et hauteurs) calculés avec différents nombres de Froude sont comparés avec des mesures expérimentales et avec d'autres solutions numériques (Schéma de prédiction

bidiagonal implicite réalisé par Panagiotopoulos et Soulis, 1999). La comparaison des résultats obtenus a montré un accord satisfaisant.

Ghamry H. K. et Steffler P. (2002) se sont intéressés quant à eux aux écoulements rapidement variés qui prennent en compte les problèmes dans lesquelles les variations verticales sont significatives et essentielles. Ce travail leur a permis de déduire que les équations de Saint-Venant bidimensionnelles déduites à partir équations de Reynolds tridimensionnelles décrivent mieux les écoulements rapidement variés que les équations de Saint-Venant bidimensionnelles classiques (directement déduites des équations de Navier-Stockes).

Cependant lorsqu'une direction privilégiée d'écoulement peut être identifiée, on fera alors appel au modèle simplifié 1D ou unidirectionnel de Barré de Saint-Venant.

1.5. Equations de Saint-Venant 1D

De la même manière que précédemment, lorsque nous intégrons sur l'horizontale les RANSE 2D suivantes :

- Equation de continuité

$$\frac{\partial \bar{u}}{\partial x} + \frac{\partial \bar{w}}{\partial z} = 0 \quad 1.95$$

- Equation dynamique suivant x

$$\frac{\partial \bar{u}}{\partial t} + \bar{u} \frac{\partial \bar{u}}{\partial x} + \bar{u} \frac{\partial \bar{w}}{\partial z} = \bar{f}_x - \frac{\partial \bar{p}}{\partial x} + \frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial \sigma_{xx}^*}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}^*}{\partial z} \right) \quad 1.96$$

nous arrivons aux équations de Saint-Venant 1D. Ce résultat peut être obtenu directement en prenant le système d'équations (1.94) et en posant $j=1$ et $i=1$

$$\begin{cases} \frac{\partial(\tilde{u}H)}{\partial x} + \frac{\partial H}{\partial t} = 0 \\ \frac{\partial \tilde{u}}{\partial t} + \tilde{u} \frac{\partial \tilde{u}}{\partial x} = \tilde{f}_x - g \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{1}{H} \frac{\partial}{\partial x} \int_{-h}^{\eta} \left(\frac{\sigma_{xx}^*}{\rho} - \tilde{u}^2 \right) dz + \frac{\sigma_x^{*s}}{H\rho} - \frac{\sigma_x^{*f}}{H\rho} \end{cases} \quad 1.97$$

Si l'écoulement est laminaire alors les grandeurs moyennes deviennent les vraies grandeurs, le terme d'advection et les efforts de cisaillement à la surface libre peuvent être négligés. Nous obtenons ainsi le système 1D suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial(uH)}{\partial x} + \frac{\partial H}{\partial t} = 0 \\ \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} = f_x - g \frac{\partial \eta}{\partial x} - \frac{\sigma_x^f}{H\rho} \end{array} \right. \quad 1.98$$

Si nous avons un écoulement laminaire dans un canal de pente α très faible alors on peut montrer que :

$$f_x = g \sin \alpha \quad 1.99$$

Et

$$\sigma_x^f = \rho g H S_f \quad 1.100$$

Avec S_f la friction sans dimension (équivalente à une pente), (P. Y. Lagrée, 2016) qui peut être calculée en utilisant des lois empiriques comme celles de Manning, Darcy-Weisback ou Chézy.

Le système précédent (1.98) devient ainsi :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial(uH)}{\partial x} + \frac{\partial H}{\partial t} = 0 \\ \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} = g \sin \alpha - g \frac{\partial \eta}{\partial x} - g S_f \end{array} \right. \quad 1.101$$

Il peut s'écrire de plusieurs manières selon les variables utilisées :

- Variables u et H (vitesse et hauteur d'eau)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial(uH)}{\partial x} + \frac{\partial H}{\partial t} = 0 \\ \frac{\partial(uH)}{\partial t} + \frac{\partial(Hu^2)}{\partial x} = gH \sin \alpha - gH \frac{\partial \eta}{\partial x} - gHS_f \end{array} \right. \quad 1.102$$

- Variables Q et S (débit et Surface)

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial S}{\partial t} = 0 \\ \frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{S} \right) = gS \sin \alpha - gS \frac{\partial \eta}{\partial x} - gSS_f \end{array} \right. \quad 1.103$$

En posant $\sin\alpha = S_0$ et en réarrangeant l'équation dynamique du système (1.103) devient :

$$\underbrace{\frac{\partial Q}{\partial t}}_1 + \underbrace{\frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{S} \right)}_2 + \underbrace{gS \frac{\partial \eta}{\partial x}}_3 = gS \left(\underbrace{S_0}_4 - \underbrace{S_f}_5 \right) \quad 1.104$$

Les équations de Saint-Venant 1D permettent de résoudre un grand nombre de problèmes hydrauliques dès lors que la courbure de la surface libre n'est pas trop forte, en particulier lorsqu'il n'y a pas de ressaut hydraulique séparant un régime supercritique d'un régime subcritique ou bien lorsqu'il y a une chute d'eau au niveau d'un seuil. En pratique, les types de problème que l'on peut résoudre sont très divers, par exemple : propagation d'une crue dans une rivière ; rupture de barrage dans une rivière ; évolution d'une ligne d'eau en fonction du débit fourni. Sur le plan de la recherche, la modélisation de la propagation de l'onde de rupture de barrage pose donc d'une manière extrême, l'ensemble des questions soulevées par la modélisation des crues naturelles. Ces équations sont particulièrement adaptées aux canaux à faible pente et aux rivières avec un lit bien défini. En général, le lit d'un cours d'eau ne reste que rarement plan (lisse), mais au contraire développe des structures morphologiques de taille très variable allant de petits monticules de quelques grains jusqu'à des dunes. Ces structures se forment spontanément dès lors qu'un transport solide même faible et intermittent se produit. Une conséquence sur le plan hydraulique est en général un accroissement de la dissipation turbulente. Cela peut se traiter dans le cadre des équations de Saint-Venant 1D : soit en tenant compte de l'équation d'Exner et en la couplant avec les équations de Saint-Venant soit en les considérant lisses, mais en majorant une perte de charge hydraulique pour tenir compte de la dissipation d'énergie supplémentaire.

1.5.1. Simplifications du système de Saint-Venant

Selon les ordres de grandeur relatifs des différents termes de l'équation (1.104), des simplifications sont possibles. En effet, il est rare que tous les termes aient le même ordre de grandeur, en fonction des caractéristiques géométriques et des conditions aux limites. Différentes études théoriques et expérimentales portant sur la propagation d'une crue ont permis de montrer que le terme d'inertie (1) est lié au temps, donc à la vitesse de montée de la crue et que le terme d'accélération convective (2) est lié à la géométrie des conduites. Par exemple, pour les crues en rivières, on a observé que (1) et (2) étaient négligeables devant les autres termes de l'équation. Les termes (4) et (5) de pente et de frottement sont en général du même

ordre de grandeur. Il est possible de procéder alors à des simplifications, selon les ordres de grandeur respectifs des différents termes (Thual, 2005).

- Une première simplification, en négligeant les termes d'inertie et en groupant les termes de pression et de frottement, nous aboutissons à l'expression suivante (1.105), pour l'équation dynamique simplifiée :

$$\frac{\partial \eta}{\partial x} = S_0 - S_f \quad 1.105$$

L'avantage essentiel de négliger les termes d'inertie est que l'on peut éliminer une des variables et obtenir une seule équation en hauteur ou en débit. En général, on conserve la variable débit, et l'on obtient l'expression suivante (Sarr, 2014 ; Moussa R., 1996) :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + C \frac{\partial Q}{\partial x} + D \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} \quad 1.106$$

Cette équation est appelée Onde de crue diffusante.

- Une simplification additionnelle que l'on peut faire dans l'équation dynamique est de considérer les forces de frottement et de gravité comme prépondérantes, et donc les termes d'inertie et de pression comme négligeables. Dans ces conditions l'équation dynamique devient simplement l'expression suivante (Lamagat et al., 1993) :

$$S_0 = S_f \quad 1.107$$

C'est le modèle de l'onde cinématique et son équation de propagation s'écrit :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + C \frac{\partial Q}{\partial x} \quad 1.108$$

Conclusion

A ce stade de la présentation des équations de la mécanique des fluides newtoniens, il convient d'analyser la structure du système obtenu pour évaluer les difficultés de résolution et envisager la méthodologie la mieux adaptée à chaque type de problème concret. Le système de Navier-Stokes est constitué d'équations aux dérivées partielles non linéaires et couplées entre elles. La non-linéarité apparaît dans le terme d'advection, par exemple le terme d'accélération. En dehors de quelques configurations assez académiques pour lesquelles les équations sont linéarisables et découplées, il n'est pas possible d'envisager, dans le cas général, une résolution analytique

directe par intégration du système d'équations (1.40). De nombreuses approches ont été développées pour établir un système réduit, avec des hypothèses justifiées dans un domaine de validité clairement défini : écoulements bidimensionnels (1.94), unidimensionnels (1.104), irrotationnels, isovolumes, laminaires, permanents, ... avec des fluides non visqueux, isentropiques, isothermes, non pesants... et toute combinaison de ces différentes approximations. L'augmentation rapide de la puissance des calculateurs scientifiques s'est accompagnée depuis les années 70, d'un développement considérable des méthodes numériques adaptées à la résolution des équations aux dérivées partielles. Ces méthodes conduisent à une formulation discrète linéarisée du problème continu et à la résolution d'un système linéaire de relations algébriques couplées. La Mécanique des Fluides Numérique trouve cependant toujours des limites en particulier pour la simulation des écoulements tridimensionnels turbulents. L'utilisation de formulations réduites des équations de Navier-Stokes dans ce domaine est donc indispensable.

Dans tout ce qui suit nous allons utiliser que le système complet des équations de Saint-Venant (1.104). Ce système n'admettant pas de solution analytique, nous ferons recours à la résolution numérique.

Chapitre II

Résolution numérique des équations

de Saint – Venant 1D

Application à la simulation de

l'écoulement dans un canal et

validation avec Hec-Ras

Chapitre II Résolution Numérique des Equations de Saint – Venant 1D : Application à la Simulation de l'écoulement dans un canal et validation avec HecRas

Introduction

Dans ce chapitre nous allons développer un code de calcul numérique en utilisant la discrétisation par le schéma de Preissmann et la résolution se fera par la méthode du double balayage. Nous allons ensuite comparer les résultats obtenus avec ceux obtenus par le logiciel HecRas (que nous allons décrire un peu plus loin) afin de valider le code calcul développé.

Les équations de Saint-Venant telles que nous venons de les établir sont des équations aux dérivées partielles du premier ordre non linéaires de type hyperbolique. L'intégration exacte de ces équations étant très complexe, leur résolution analytique est difficile. Une étude numérique sera proposée dans ce chapitre. La résolution repose sur le maillage du domaine sur lequel s'effectue l'écoulement et sur la discrétisation de ces équations aux dérivées partielles aux points du domaine de l'écoulement. Plusieurs familles de méthodes sont utilisables.

II.1. Méthode de résolution numérique

II.1.1. Résolution par la méthode des caractéristiques

La méthode des caractéristiques recherche des courbes appelées « lignes caractéristiques », ou plus simplement « caractéristiques » où il existe une relation entre le temps et l'espace le long desquelles l'équation aux dérivées partielles se réduit à une simple équation différentielle ordinaire. La résolution de l'équation différentielle ordinaire le long d'une caractéristique permet de retrouver la solution du problème original. La méthode des caractéristiques est une méthode avec un schéma explicite, elle est surtout utilisée pour les écoulements qui présentent une discontinuité (ressaut hydraulique) et des conditions aux limites brutales (Liggett J. A. et Cunge J. A., 1975). C'est une des premières méthodes à avoir été mise en œuvre historiquement pour le calcul numérique notamment de la propagation des crues en rivière. Des applications de cette méthode ont été faites aussi pour des fluides compressibles (Penel, 2011).

II.1.2. Résolution par la méthode des éléments finis

Les équations aux dérivées partielles sont intégrées sur un volume de contrôle puis la solution numérique est recherchée sous la forme d'une décomposition dans une base de fonctions choisies pour leurs propriétés. Cette méthode décompose le domaine en éléments triangulaires ou quadrilatéraux dans le cas 2D et en des segments dans le cas 1D (Abdallah, 2005). La

solution est donc écrite à l'aide d'une base de fonctions connues sous le nom des fonctions d'interpolations. Il faut noter qu'avec cette méthode on peut choisir autant de nœuds qu'on veut par élément, ce qui donne une meilleure précision de la solution. Le choix des fonctions d'interpolations est essentiel pour définir cette méthode. Dans cette méthode il n'est pas nécessaire de séparer les algorithmes de calcul des écoulements fluviaux et torrentiels, en plus les éléments décrivant le domaine de calcul permettent d'adapter très facilement la topographie du cours d'eau (Bendali, 2013). Elle utilise aussi les conditions aux limites naturelles (Cooley R. L. et al., 1976).

II.1.3. Résolution par la méthode des volumes finis

Pour la plupart des équations de la mécanique traduisant la variation d'une grandeur sous l'effet de flux entrant ou sortant, il peut être plus avantageux d'écrire l'équation aux dérivées partielles sous une forme intégrée (sur un volume de contrôle) et de discrétiser l'équation résultante (Amara L. et al., 2016). La méthode des volumes finis jouit de certaines facultés déterminantes, comme la capture parfaite des chocs et la conservabilité. Le principal avantage par rapport à la méthode des différences finies est de pouvoir traiter des solutions qui peuvent devenir discontinues (Leon A. S. et al., 2007). C'est aussi la base de tous les codes généralistes de la mécanique des fluides (Fluent, Roe's Approximate, Riemann Solver, ...).

II.1.4. Résolution par la méthode des différences finies

Dans cette méthode, les dérivées partielles impliquant les inconnues de l'écoulement sont approchées par des différences finies. Les développements en série de Taylor sont souvent utilisés pour obtenir ces approximations. Selon l'utilisation des développements limités, on obtient des expressions différentes des dérivées qui peuvent être de 3 types : centré, progressif ou régressif.

Cette méthode peut être appliquée à tous les types de grilles structurées ou non structurées. Il existe deux types de schémas aux différences finies (Liggett et Cunge, 1975) :

- le schéma explicite : c'est le schéma le plus simple pour lequel les variables inconnues au point $j+1$ du maillage sont calculés en fonctions des variables connues au point j . Cette méthode conduit à un système d'équations linéaires, chaque variable pouvant être calculée séparément. L'inconvénient est que le schéma est instable si Δt est choisi trop grand.
- Le schéma implicite, pour lequel les variables inconnues au point $j+1$ sont calculées simultanément. Dans ce schéma ce qui se passe au point x au temps $t + \Delta t$ dépend

naturellement du passé immédiat dans le voisinage de x mais également du voisinage de x au temps $+\Delta t$. Ce schéma conduit à un système d'équations non linéaires qui est résolu par des méthodes itératives et il est inconditionnellement stable. Il existe plusieurs schémas implicites (Liggett et Cunge, 1975), nous nous limiterons ici au schéma de Preissmann. Outre la stratégie de résolution il est important de savoir comment discrétiser le domaine de calcul.

II.2. Schéma de Preissmann

Ce schéma a été largement utilisé par de nombreux hydrauliciens et a fourni des résultats satisfaisants. Il présente l'avantage d'être simple, robuste et implicite en temps, ce qui permet de fixer des pas de temps importants et de réduire ainsi le temps de calcul (Sambou, 2005 ; Sart et al., 2010).

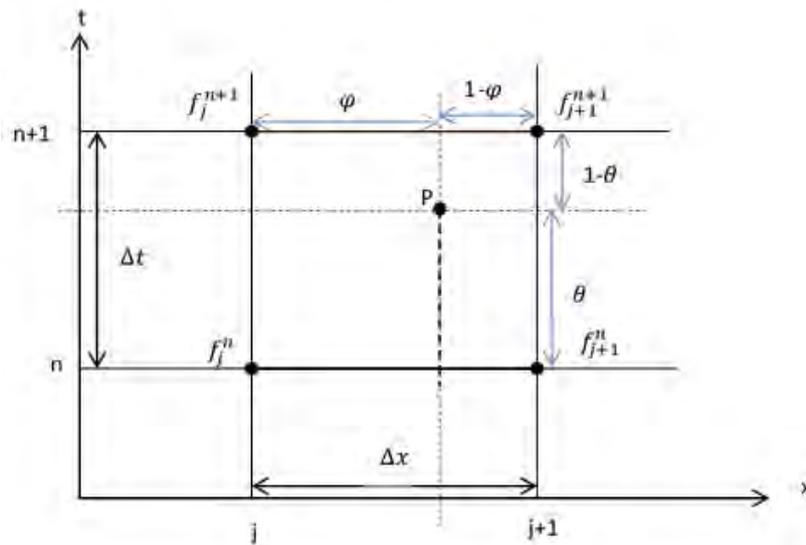


Figure 5 : Schéma de Preissmann

Le schéma de Preissmann généralisé (figure 5) discrétise toute fonction f des équations différentielles de Saint Venant et ses dérivées spatiale et temporelle au point $P(x, t)$ de la manière suivante :

$$f|_P = \theta[\varphi f_{j+1}^{n+1} + (1 - \varphi)f_j^{n+1}] + (1 - \theta)[\varphi f_{j+1}^n + (1 - \varphi)f_j^n] \quad 2.1$$

$$\left. \frac{\partial f}{\partial t} \right|_P = \frac{1}{\Delta t} [\varphi(f_{j+1}^{n+1} - f_{j+1}^n) + (1 - \varphi)(f_j^{n+1} - f_j^n)] \quad 2.2$$

$$\left. \frac{\partial f}{\partial x} \right|_p = \frac{1}{\Delta x} [\theta(f_{j+1}^{n+1} - f_j^{n+1}) + (1 - \theta)(f_{j+1}^n - f_j^n)] \quad 2.3$$

où j est l'indice d'espace et n l'indice temporel. θ ($0 \leq \theta \leq 1$) et ϕ ($0 \leq \phi \leq 1$) sont les poids spatial et temporel respectivement. Dans le schéma de Preissmann original le poids temporel ϕ est pris égale à $\frac{1}{2}$, d'où les expressions de f et de ses dérivées :

$$f|_p = \frac{1}{2} [\theta(f_{j+1}^{n+1} + f_j^{n+1}) + (1 - \theta)(f_{j+1}^n + f_j^n)] \quad 2.4$$

$$\left. \frac{\partial f}{\partial t} \right|_p = \frac{1}{2\Delta t} (f_{j+1}^{n+1} - f_{j+1}^n + f_j^{n+1} - f_j^n) \quad 2.5$$

$$\left. \frac{\partial f}{\partial x} \right|_p = \frac{1}{\Delta x} [\theta(f_{j+1}^{n+1} - f_j^{n+1}) + (1 - \theta)(f_{j+1}^n - f_j^n)] \quad 2.6$$

Le schéma de Preissmann est du premier ordre en x et du second ordre en t pour $\theta \neq 0.5$, et si $\theta = 0.5$ le schéma est du second ordre en x et t (Kane, 2014 ; Malaterre 1994).

II.2.1. Discrétisation et linéarisation

Le système à discrétiser est celui des équations de Saint-Venant unidimensionnel établi dans le premier chapitre :

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = 0 \quad 2.7$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{Q^2}{A} \right) + gA \frac{\partial \eta}{\partial x} = gA(S_0 - S_f) \quad 2.8$$

Chaque terme de ce système (2.7 et 2.8) sera discrétisé grâce au schéma de Preissmann.

➤ Discrétisation

Grace aux équations (2.4) (2.5) et (2.6), l'équation de continuité (2.7) devient :

$$\frac{1}{\Delta x} [\theta(Q_{j+1}^{n+1} - Q_j^{n+1}) + (1 - \theta)(Q_{j+1}^n - Q_j^n)] + \frac{B}{2\Delta t} (Z_{j+1}^{n+1} - Z_{j+1}^n + Z_j^{n+1} - Z_j^n) = 0 \quad 2.9$$

De la même manière l'équation dynamique (2.8) devient :

$$\begin{aligned}
& \frac{1}{2\Delta t} (Q_{j+1}^{n+1} - Q_{j+1}^n + Q_j^{n+1} - Q_j^n) \\
& + \frac{1}{\Delta x} \left[\theta \left(\left(\frac{Q^2}{S} \right)_{j+1}^{n+1} - \left(\frac{Q^2}{S} \right)_j^{n+1} \right) + (1 - \theta) \left(\left(\frac{Q^2}{S} \right)_{j+1}^n - \left(\frac{Q^2}{S} \right)_j^n \right) \right] \\
& + \frac{g}{2} [\theta (S_{j+1}^{n+1} + S_j^{n+1}) + (1 - \theta) (S_{j+1}^n + S_j^n)] \frac{1}{\Delta x} [\theta (Z_{j+1}^{n+1} - Z_j^{n+1}) \\
& + (1 - \theta) (Z_{j+1}^n - Z_j^n)] + g \frac{1}{2} [\theta (S_{j+1}^{n+1} + S_j^{n+1}) + (1 - \theta) (S_{j+1}^n + S_j^n)]
\end{aligned} \tag{2.10}$$

➤ Linéarisation

Pour la linéarisation nous posons :

$$\Delta f = f^{n+1} - f^n \tag{2.11}$$

$$(f^2)^{n+1} - (f^2)^n \cong 2f\Delta f \tag{2.12}$$

$$(\Delta f)^2 \cong \Delta f \Delta g \cong 0 \tag{2.13}$$

et pour des commodités d'écriture nous écrirons :

$$f_k^n = f_k$$

L'équation de continuité discrétisée (2.9) devient ainsi :

$$\frac{1}{\Delta x} [Q_{j+1}^n - Q_j^n + \theta (\Delta Q_{j+1} - \Delta Q_j)] + \frac{B}{2\Delta t} (\Delta Z_{j+1} + \Delta Z_j) = 0 \tag{2.14}$$

Elle est réécrite sous la forme suivante :

$$A_{11}\Delta Q_{j+1} + A_{12}\Delta Z_{j+1} = B_{11}\Delta Q_j + B_{12}\Delta Z_j + B_{13} \tag{2.15}$$

Avec :

$$A_{11} = B_{11} = \frac{\theta}{\Delta x}$$

$$A_{12} = -B_{12} = \frac{B}{2\Delta t}$$

$$B_{13} = -\frac{1}{\Delta x} (Q_{j+1} - Q_j)$$

Après linéarisation l'équation (2.10) devient aussi :

$$A_{21}\Delta Q_{j+1} + A_{22}\Delta Z_{j+1} = B_{21}\Delta Q_j + B_{22}\Delta Z_j + B_{23} \tag{2.21}$$

Avec :

$$A_{21} = \frac{1}{2\Delta t} + \frac{2\theta}{\Delta x} \left(\frac{Q}{S}\right)_{j+1} + \frac{g\theta S_{j+1} Q_{j+1}}{K_{j+1}^2} \quad 2.22$$

$$A_{22} = -\frac{\theta}{\Delta x} \left(\frac{Q^2 B}{S^2}\right)_{j+1} + \frac{g\theta}{2\Delta x} [B(Z_{j+1} - Z_j) + S_{j+1} + S_j] \\ + \frac{g\theta}{2} \left(J_{j+1} B_{j+1} \Delta Z_{j+1} - \frac{2\alpha_{j+1} S_{j+1} Q_{j+1}^2}{K_{j+1}^3} \right) \quad 2.23$$

$$B_{21} = -\frac{1}{2\Delta t} + \frac{2\theta}{\Delta x} \left(\frac{Q}{S}\right)_j - \frac{g\theta S_j Q_j}{K_j^2} \quad 2.24$$

$$B_{22} = -\frac{\theta}{\Delta x} \left(\frac{Q^2 B}{S^2}\right)_j - \frac{g\theta}{2\Delta x} [B(Z_{j+1} - Z_j) - S_{j+1} - S_j] \\ - \frac{g\theta}{2} \left(J_j B_j \Delta Z_j - \frac{2\alpha_j S_j Q_j^2}{K_j^3} \right) \quad 2.25$$

$$B_{23} = -\frac{1}{\Delta x} \left[\left(\frac{Q^2}{S}\right)_{j+1} - \left(\frac{Q^2}{S}\right)_j \right] - \frac{g}{2\Delta x} (S_{j+1} + S_j)(Z_{j+1} + Z_j) - \frac{g}{2} [(SJ)_{j+1} + (SJ)_j] \quad 2.26$$

Les $A_{11}, A_{12}, A_{21}, A_{22}, B_{11}, B_{12}, B_{13}, B_{21}, B_{22}, B_{23}$ sont les coefficients des équations linéarisées. Ils sont fonctions des caractéristiques de l'écoulement et des paramètres du schéma.

Nous avons donc le système ci-dessous, formé de l'équation de continuité et de l'équation dynamique discrétisées et linéarisées :

$$\begin{cases} A_{11}\Delta Q_{j+1} + A_{12}\Delta Z_{j+1} = B_{11}\Delta Q_j + B_{12}\Delta Z_j + B_{13} & 2.26 \\ A_{21}\Delta Q_{j+1} + A_{22}\Delta Z_{j+1} = B_{21}\Delta Q_j + B_{22}\Delta Z_j + B_{23} & 2.27 \end{cases}$$

Ce système doit être résolu pour chaque point du maillage du domaine décrit dans la discrétisation par la méthode de Preissmann.

C'est un système d'équations linéaires et si en plus les conditions aux limites sont linéarisées (en fonctions de ΔQ et ΔZ), la solution pourra être obtenue en utilisant une des méthodes standard de résolution numérique (Roux, 2004 ; Kane, 2014).

II.3. Méthode du double balayage et code de calcul

Plusieurs méthodes de résolution peuvent être utilisées pour obtenir la solution du système d'équations linéarisées (2.26 et 2.27). Les méthodes itératives comme Newton-Raphson ou Gauss ont été couramment utilisées mais plus le maillage est fin plus le temps de résolution devient important (Gunduz, 2004). Dès lors d'autres méthodes qui permettent de réduire le temps de résolution sont adoptées et une de ces méthodes est le Double Balayage.

II.3.1. Description de la méthode

Considérons un bief ayant n sections de calcul, le système à résoudre est donc :

- Les équations de Saint-Venant linéarisées sur chaque intervalle entre deux sections de calcul à tout instant t
- Les conditions aux limites amont et aval.

La discrétisation transforme ce bief en une suite de n sections de calcul reliées entre elles par les deux équations linéaires (2.26 et 2.27). Nous avons donc $2(n-1)$ équations linéaires en ΔQ et ΔZ . Les deux équations manquantes pour la résolution du système sont fournies par les conditions aux limites amont et aval. Dans cette méthode on suppose qu'il existe une relation linéaire entre ΔQ_j et ΔZ_j de la forme (Kane S. et al., 2015 ; Iyengar, 2009) :

$$\Delta Q_j = E_j \Delta Z_j + F_j \quad 2.28$$

ΔQ_j est éliminé du système discrétisé (2.26, 2.27) en multipliant la première équation par B_{21} , la deuxième par $-B_{11}$ puis en faisant la somme membre à membre :

$$\begin{cases} A_{11}\Delta Q_{j+1} + A_{12}\Delta Z_{j+1} = B_{11}\Delta Q_j + B_{12}\Delta Z_j + B_{13} & (B_{21}) \\ A_{21}\Delta Q_{j+1} + A_{22}\Delta Z_{j+1} = B_{21}\Delta Q_j + B_{22}\Delta Z_j + B_{23} & (-B_{11}) \end{cases} \quad 2.29$$

Nous obtenons :

$$\begin{aligned} (A_{11}B_{21} - A_{21}B_{11})\Delta Q_{j+1} + (A_{12}B_{21} - A_{22}B_{11})\Delta Z_{j+1} \\ = (B_{12}B_{21} - B_{22}B_{11})\Delta Z_j + B_{13}B_{21} - B_{23}B_{11} \end{aligned} \quad 2.30$$

l'équation (2.30) est réécrite sous la forme suivante (Liggett J. A. et Cunge J. A., 1975) :

$$\Delta Z_j = L_j \Delta Q_{j+1} + M_j \Delta Z_{j+1} + N_j \quad 2.31$$

Avec

$$L_j = \frac{(A_{11}B_{21} - A_{21}B_{11})}{(B_{12}B_{21} - B_{22}B_{11})} \quad 2.32$$

$$M_j = \frac{(A_{12}B_{21} - A_{22}B_{11})}{(B_{12}B_{21} - B_{22}B_{11})} \quad 2.33$$

$$N_j = \frac{(B_{23}B_{11} - B_{13}B_{21})}{(B_{12}B_{21} - B_{22}B_{11})} \quad 2.34$$

Maintenant dans l'équation (2.26), ΔQ_j est remplacé par l'équation (2.28), nous obtenons :

$$A_{11}\Delta Q_{j+1} + A_{12}\Delta Z_{j+1} = (B_{12} + B_{11}E_j)\Delta Z_j + B_{11}F_j + B_{13} \quad 2.35$$

Ensuite on remplace ΔZ_j de l'équation (2.35) par l'équation (2.31), ce qui nous donne :

$$A_{11}\Delta Q_{j+1} + A_{12}\Delta Z_{j+1} = (B_{12} + B_{11}E_j)(L_j\Delta Q_{j+1} + M_j\Delta Z_{j+1} + N_j) + B_{11}F_j + B_{13} \quad 2.36$$

Après réarrangement de l'équation (2.36), il en ressort la relation suivante :

$$\Delta Q_{j+1} = E_{j+1}\Delta Z_{j+1} + F_{j+1} \quad 2.37$$

Avec

$$E_{j+1} = \frac{M_j(B_{12} + B_{11}E_j) - A_{12}}{A_{11} - L_j(B_{12} + B_{11}E_j)} \quad 2.38$$

$$F_{j+1} = \frac{N_j(B_{12} + B_{11}E_j) + B_{11}F_j + B_{13}}{A_{11} - L_j(B_{12} + B_{11}E_j)} \quad 2.39$$

L'équation (2.37) représente la relation de récurrence au point $j+1$ et ces coefficients (2.38 et 2.39) peuvent être connus pour tout point $j+1$ si les coefficients analogues E_j et F_j sont connus au point précédent.

II.3.2. Procédure de calcul

Pour des équations discrétisées sur un nombre de points successifs, cette méthode consiste à déterminer les paramètres progressivement en deux étapes. La première consiste à calculer les coefficients des inconnues de l'amont à l'aval et on amorce le calcul des inconnues elles-mêmes, dans le sens inverse. Les points adjacents sont dépendants. Les équations de Saint-

Venant doivent être accompagnées d'une condition initiale et de deux conditions limites amont et aval pour leur résolution (Guinot, 2009). La méthode est exécutable dans le sens inverse.

Pour un pas de temps n donné nous appliquons la condition au limite amont puis nous calculons dans un premier balayage de l'amont vers l'aval les coefficients L_j , M_j et N_j qui nous permettrons ensuite de calculer les coefficients E_{j+1} et F_{j+1} .

Ensuite, la condition à la limite aval est combinée avec l'équation (2.37) pour trouver ΔZ_N et ΔQ_N . Enfin, dans un second balayage de l'aval vers l'amont, ΔZ_i et ΔQ_i sont déterminés à partir des équations (2.28 et 2.31).

Pour démarrer les calculs nous avons donc besoin de définir les conditions aux limites amont et aval :

- Condition à la limite amont

A l'amont nous avons choisi des hydrogrammes $Q(t)$ connus par leurs expressions mathématiques. Dans ce cas le coefficient E_1 doit être nul car l'écart ΔQ_1 est indépendant de ΔZ_1 . Nous avons donc :

$$E_1 = 0 \quad \text{et} \quad F_1 = \Delta Q_1$$

- Condition à la limite aval

A l'aval on a retenu une loi de tarage en régime uniforme $Q = Q(Z)$. Dans ce cas en utilisant la loi de Manning Strickler nous pouvons calculer ΔZ_N et ΔQ_N par :

$$\Delta Z_N = \frac{Q(Z_N) - F_N - Q_N}{E_N - \frac{\partial Q(Z)}{\partial Z}} \quad 2.40$$

$$\Delta Q_N = E_N \Delta Z_N + F_N \quad 2.41$$

L'ensemble des opérations est mis dans l'organigramme de calcul suivant :

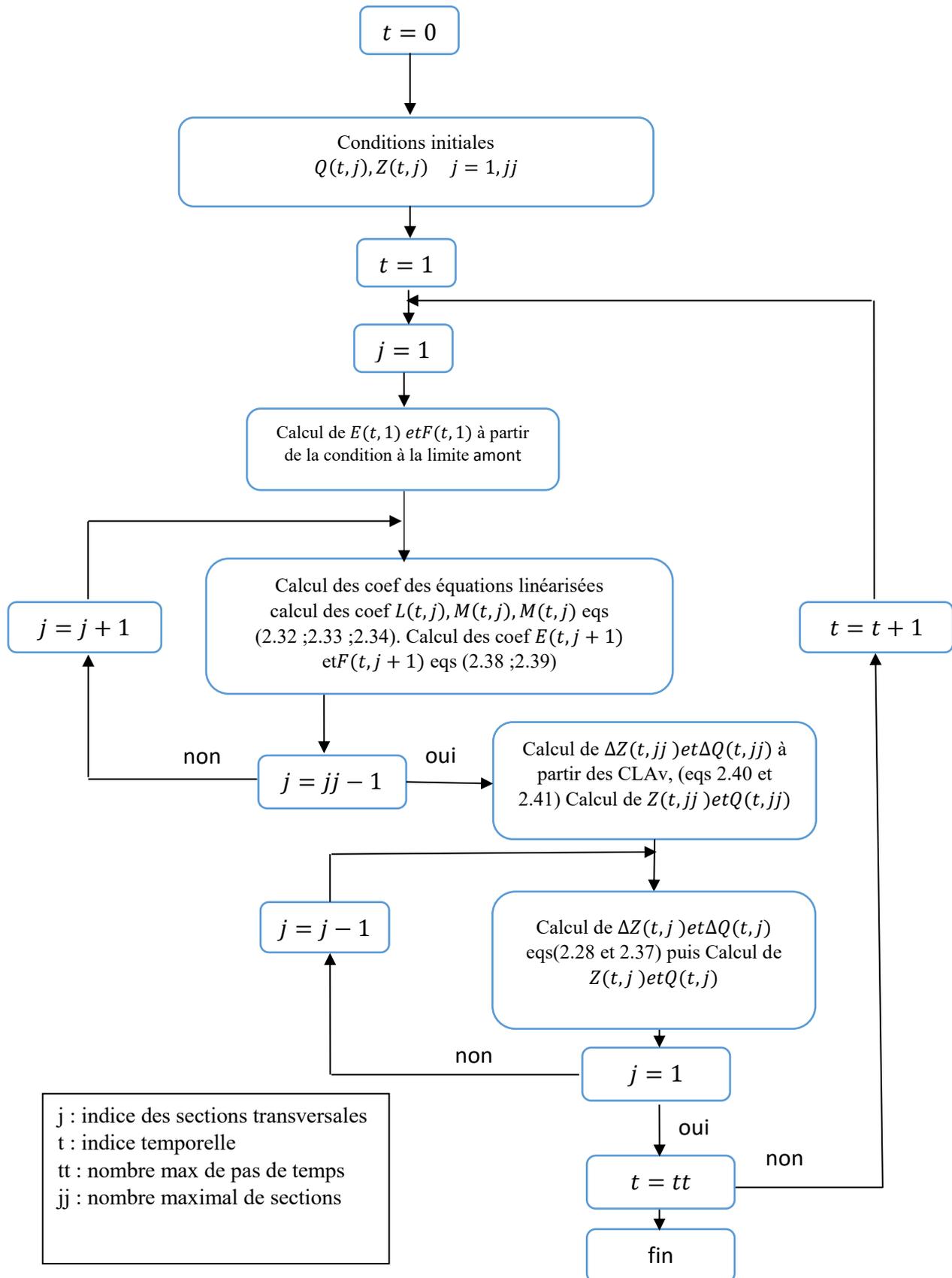


Figure 6 : Organigramme de calcul du double balayage

Grace à l'organigramme de calcul précédent (figure 6), un code a été réalisé avec le logiciel de programmation Fortran. Les résultats obtenus seront exposés et comparés avec les résultats obtenus avec la résolution par le logiciel HecRas plus loin dans ce chapitre afin de valider le code de calcul développé.

II.4. Résolution par le logiciel HecRas

Introduction

HecRas est un logiciel qui permet de faire la modélisation hydraulique des écoulements dans les réseaux de canaux naturels (rivière et autres) et artificiels (réseaux d'assainissement). Il permet d'évaluer les débits et hauteurs d'eau sur l'ensemble des sections du réseau. La première étape consiste à modéliser le cours d'eau en une succession de sections et la seconde à la simulation du type d'écoulement. Il a été utilisé par beaucoup d'organismes dans leur projet de constructions hydrauliques (DDEA, 2010 ; Smival, 2011) dans la délimitation des plaines inondables (Chandresh, G. P. et al., 2016) et surtout dans les ruptures de barrage (Xiong, 2011). Nous allons faire un petit rappel des équations mises en jeu et la procédure utilisées par HecRas pour effectuer une modélisation hydraulique.

II.4.1. Base théorique et procédure de calcul

Pour le régime permanent la résolution se fait en utilisant l'équation de l'énergie, les pertes sont évaluées par le frottement et la contraction ou expansion du canal. Pour des écoulements rapidement variés l'équation de la quantité de mouvement sera utilisée. Pour le régime transitoire HecRas utilise les équations de Saint-Venant adaptées par Dr Barkau I. Robert (Brunner, 2010).

II.4.2.1. Régime permanent

Les lignes d'eau sont calculées d'une section à l'autre en résolvant l'équation de l'énergie par itération :

$$Z_2 + Y_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Z_1 + Y_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad 2.42$$

Z_i : Cote du fond à la section i

Y_i : Tirant d'eau à la section i

α_i : coef de correction de l'énergie à la section i

V_i : vitesse à la section i

h_e : perte d'énergie

Les pertes d'énergie sont représentées par les pertes dues au frottement et à la contraction ou à l'expansion (Brunner, 2010):

$$h_e = LS_f + C \left| \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right| \quad 2.43$$

L : longueur ou distance pondérée $L = \frac{L_l Q_l + L_c Q_c + L_r Q_r}{Q_l + Q_c + Q_r}$, les indices l, c et r désignent respectivement la rive gauche, le lit mineur et la rive droite

S_f : représente la pente (de la ligne) des forces de frottements

C : coef de contraction ou d'expansion

La vitesse moyenne est calculée en utilisant la vitesse moyenne dans les 3 zones des sections transversales à savoir la rive gauche la rive droite et le lit mineur :

$$\alpha \frac{\bar{V}^2}{2g} = \frac{\frac{Q_l V_l^2}{2g} + \frac{Q_c V_c^2}{2g} + \frac{Q_r V_r^2}{2g}}{Q_l + Q_c + Q_r} \quad 2.45$$

Les pertes par frottement en utilisant l'équation de Manning :

$$S_f = \left(\frac{Q}{K} \right)^2 \quad 2.46$$

avec K la défiance (conveyence) : $K = \frac{1.486}{n} AR^{\frac{2}{3}}$

- Procédure

Le calcul de la ligne d'eau se fait en utilisant l'équation de l'énergie par une méthode itérative

- On suppose une hauteur d'eau a la section amont (ou aval pour le régime torrentiel)
- En utilisant cette hauteur on calcule la vitesse et la débitance
- On calcule ensuite les pertes par frottement S_f puis on résout l'équation 2
- Ensuite on résout l'équation de l'énergie 1
- Enfin on compare la valeur trouvée avec la valeur assumée, si la valeur dépasse la tolérance qu'on s'est fixé on reprend le calcul jusqu'à ce qu'elle soit juste.

II.4.2.2. Régime graduellement varié

Quand la hauteur d'eau passe par le régime critique l'équation de l'énergie n'est plus applicable, on utilise alors l'équation de la quantité de mouvement. Cette équation est appliquée au volume contrôle. En projetant suivant la direction de l'écoulement nous obtenons (Brunner,2010) :

$$P_2 - P_1 + W_x - F_f = \rho Q \Delta V_x \quad 2.48$$

P_1, P_2 : forces de pression

W_x : poids suivant la direction de l'écoulement

F_f : force de frottement pariétal

ΔV_x : variation de la vitesse suivant la direction de l'écoulement

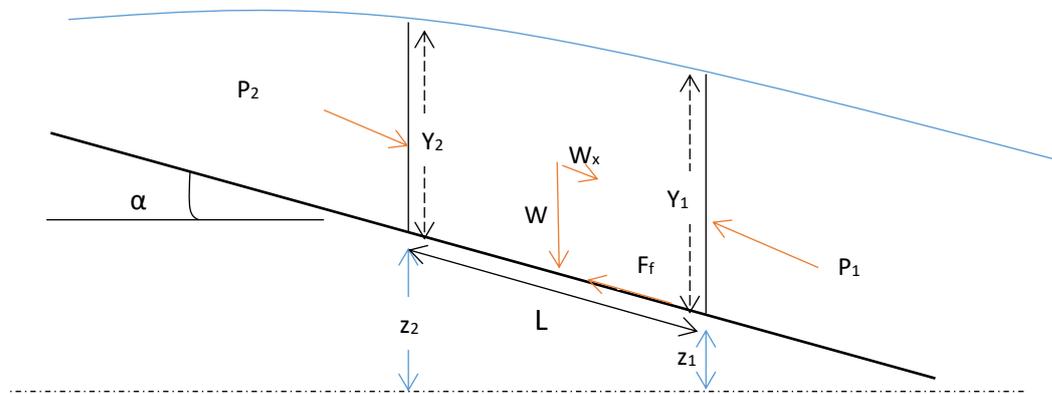


Figure 7 : Application de la quantité de mouvement sur un volume de contrôle

D'après la figure 7, nous avons :

$$P_i = \rho g A \bar{Y}_i \cos \alpha \quad 2.49$$

\bar{Y}_i : profondeur mesurée de la surface au centre de la section i

Avec la supposition que la pression est hydrostatique et α très petit l'équation (2.49) devient :

$$P_i = \rho g A \bar{Y}_i \quad 2.50$$

Le poids s'écrit :

$$W_x = W \sin \alpha = \rho g \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L \sin \alpha \quad 2.51$$

Avec $\sin \alpha = \frac{z_2 - z_1}{L} = S_0$, l'équation (2.51) devient :

$$W_x = \rho g \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L S_0 \quad 2.52$$

La force de frottement s'écrit :

$$F_f = \tau \bar{P} L \quad 2.53$$

en effet, la surface de contact avec le liquide est $\bar{P}L$ où \bar{P} est le périmètre mouillé, $\tau = \rho g \bar{R} S_f$, c'est la contrainte tangentielle à la paroi ou effort de cisaillement ; l'équation (2.53) devient alors :

$$F_f = \rho g \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L S_f \quad 2.54$$

Le second membre de l'équation de la quantité de mouvement peut d'écrire sous la forme

$$\rho Q \Delta V_x = \rho Q (\beta_1 V_1 - \beta_2 V_2) \quad 2.55$$

Où β est le coefficient de correction de la vitesse (pour un canal irrégulier)

L'équation de la quantité de mouvement devient alors après addition des différents termes et réarrangement :

$$\frac{\beta_2 Q_2}{g A_2} + A_2 \bar{Y}_2 + \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L S_0 - \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) L S_f = \frac{\beta_1 Q_1}{g A_1} + A_1 \bar{Y}_1 \quad 2.56$$

La procédure de calcul est la même que pour l'équation de l'énergie.

II.4.2.3. Régime transitoire

Hecras utilise l'équation de continuité et l'équation de conservation de la quantité de mouvement. La dérivation de ces équations est décrite ci-dessous (Liggett J. A et Cunge J. A., 1975).

- Equation de continuité

Elle stipule que le flux net dans le volume de contrôle (flux sortant – flux entrant) est égal au taux de variation du flux stocké dans ce même volume (Brunner, 2010).

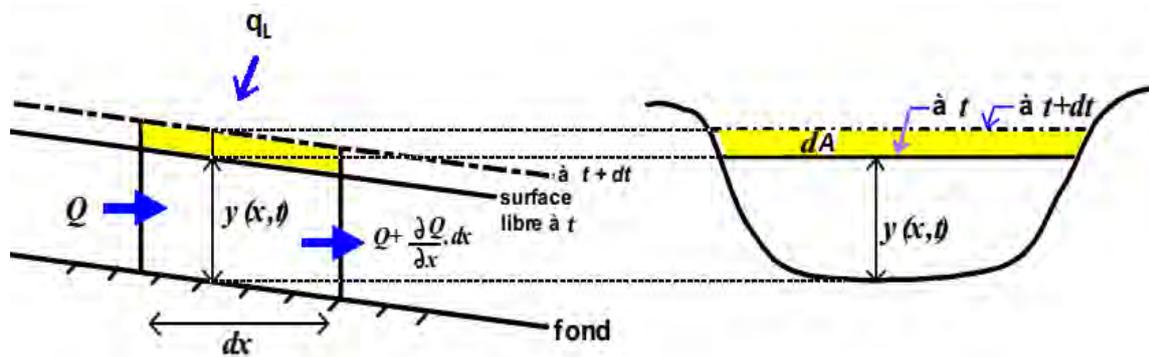


Figure 8 : Variation des débits dans un canal

A l'instant t , le débit entrant est Q , le débit sortant $+ \frac{\partial Q}{\partial x} \Delta x$. La variation du flux pendant l'intervalle de temps dt est donc $\frac{\partial Q}{\partial x} \Delta x dt$. La variation de stockage est due au déplacement de la ligne d'eau entre t et $t+dt$: $dA \cdot \Delta x = \frac{\partial A}{\partial t} \Delta x dt$ (Figure 8).

Nous obtenons donc l'expression suivante qui représente l'équation de continuité :

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} - q_l = 0 \quad 2.57$$

Avec q_l débit latéral par unité de longueur, il regroupe les échanges (pertes ou apports) latéraux correspond aux différents affluents (ou défluent) et aux différentes pertes (ou apports) diffuses (infiltration à travers le fond et les berges, évaporation, ruissellement latéral, pluie, etc).

- Equation dynamique

Elle stipule que le taux de variation de la quantité de mouvement est égal à la somme des forces extérieures (Brunner, 2010) :

$$\sum \vec{F}_x = \frac{d\vec{M}}{dt} \quad 2.58$$

a) Force de pression

$$F_p = \int_0^h \rho g (h - y) B(y) dy \quad 2.59$$

F_p représente la force de pression exercée au milieu du volume de contrôle, ainsi les forces de pression en 1 et 2 s'écrivent respectivement :

$$F_p - \frac{\partial F_p}{\partial x} \cdot \frac{\Delta x}{2} \quad 2.60$$

$$F_p + \frac{\partial F_p}{\partial x} \cdot \frac{\Delta x}{2} \quad 2.61$$

En faisant la somme des équations (2.60) et (2.61) nous obtenons :

$$F_{pn} = -\frac{\partial F_p}{\partial x} \Delta x + F_B \quad 2.62$$

Où F_B est la force de pression exercée par les rives suivant la direction de l'écoulement. En utilisant la formule de Leibnitz l'équation (2.62) devient :

$$F_{pn} = -\rho g \Delta x \left[\frac{\partial h}{\partial x} \int_0^h B(y) dy + \int_0^h (h-y) \frac{\partial B(y)}{\partial x} dy \right] + F_B \quad 2.63$$

La première intégrale représente la surface et la seconde représente la pression exercée par le fluide sur les rives qui est égale et opposée à F_B . Finalement l'équation se résume à :

$$F_{pn} = -\rho g A \frac{\partial h}{\partial x} \Delta x \quad 2.64$$

b) Force de gravitation

La force due au poids suivant la direction de l'écoulement s'écrit :

$$F_g = \rho g A \sin \alpha \Delta x \quad 2.65$$

α étant très faible, $\sin \alpha \approx \tan \alpha \approx \alpha$, l'équation (2.65) devient :

$$F_g = -\rho g A \frac{\partial z_0}{\partial x} \Delta x \quad 2.66$$

c) Force de frottement

$$F_f = -\tau_0 P \Delta x \quad 2.67$$

τ_0 est le taux de cisaillement : $\tau_0 = \rho C_D V^2$, avec $C_D = \frac{g}{C^2}$, C coef de Chézy, et $V = C \sqrt{RS_f}$, l'équation (2.67) devient :

$$F_f = -\rho g A S_f \Delta x \quad 2.68$$

S_f est calculée en utilisant l'équation de Manning-Strickler.

La quantité de mouvement entrant dans le VC est $\rho(QV - \frac{\partial QV}{\partial x} \frac{\Delta x}{2})$ et celle sortant est $\rho(QV + \frac{\partial QV}{\partial x} \frac{\Delta x}{2})$. Le flux net est alors égal à $-\rho \frac{\partial QV}{\partial x} \Delta x$.

Puisque la quantité de mouvement au sein du VC est $\rho Q \Delta x$, le taux d'accumulation de la quantité de mouvement peut s'écrire :

$$\frac{\partial}{\partial t} (\rho Q \Delta x) = \rho \Delta x \frac{\partial Q}{\partial t} \quad 2.70$$

Ainsi l'équation de la quantité de mouvement s'écrit alors :

$$\rho \Delta x \frac{\partial Q}{\partial t} = -\rho \frac{\partial QV}{\partial x} \Delta x - \rho g A S_f \Delta x - \rho g A \frac{\partial z_0}{\partial x} \Delta x - \rho g A \frac{\partial h}{\partial x} \Delta x \quad 2.71$$

En posant $z_0 + h = z$ et en réarrangeant, l'équation (2.71) devient :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial QV}{\partial x} + gA \left(\frac{\partial z}{\partial x} + S_f \right) = 0 \quad 2.72$$

Sur HecRas l'écoulement est séparé ainsi : un écoulement sur le lit mineur et un autre sur le lit majeur et sur chaque partie l'équation de continuité s'écrit :

$$\frac{\partial Q_c}{\partial x_c} + \frac{\partial A_c}{\partial t} = q_f \quad 2.73$$

$$\frac{\partial Q_f}{\partial x_f} + \frac{\partial A_f}{\partial t} + \frac{\partial S}{\partial t} = q_c + q_l \quad 2.74$$

Avec les indices c pour le lit mineur et f le lit majeur, q_f et q_c représentent les débits échangés entre le lit mineur et le lit majeur, q_l est le débit latéral entrant par le lit majeur, S est la surface de stockage ne participant pas à l'écoulement.

Les équations de conservation de la quantité de mouvement s'écrivent aussi comme suit :

$$\frac{\partial Q_c}{\partial t} + \frac{\partial (Q_c V_c)}{\partial x_c} + g A_c \left(\frac{\partial z}{\partial x_c} + S_{fc} \right) = M_f \quad 2.75$$

$$\frac{\partial Q_f}{\partial t} + \frac{\partial (Q_f V_f)}{\partial x_f} + g A_f \left(\frac{\partial z}{\partial x_f} + S_{ff} \right) = M_c \quad 2.76$$

où M_f et M_c sont les flux unitaires d'échange de quantité de mouvement entre lit majeur et mineur.

Hecras considère que les frottements et les forces de pression ne sont pas les seules forces qui s'exercent sur l'eau, il ajoute ainsi à l'équation dynamique des pertes additives S_h dues par exemple a des structures sur le lit.

Les équations sur le lit mineur et le lit majeur sont ensuite sommées pour établir la conservation de la masse et de la quantité de mouvement sur l'ensemble de la section en travers. En utilisant les différences finies ces équations se mettent sous la forme suivante (Brunner, 2010) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta Q + \frac{\Delta A_c}{\Delta t} \Delta x_c + \frac{\Delta A_f}{\Delta t} \Delta x_f + \frac{\Delta S}{\Delta t} \Delta x_f = \bar{Q}_l \\ \frac{\Delta(Q_c \Delta x_c + Q_f \Delta x_f)}{\Delta t \Delta x_e} + \frac{\Delta(\beta Q V)}{\Delta x_e} + gA \left(\frac{\Delta z}{\Delta x_e} + \bar{S}_f + \bar{S}_h \right) = \epsilon \frac{\partial(Q_l V_l)}{\partial x_e} \end{array} \right. \quad 2.77$$

Avec

$$gAS_f \Delta x_e = gA_c \bar{S}_{fc} \Delta x_c + gA_f \bar{S}_{ff} \Delta x_f \quad 2.79$$

$$A = \bar{A}_c + \bar{A}_f \quad 2.80$$

$$\Delta(\beta Q V) = \Delta(Q_c V_c) + \Delta(Q_f V_f) \quad 2.81$$

Avec :

$$\bar{S}_h = \frac{h_l}{\Delta x_e} \quad \text{et} \quad h_l = C \frac{V^2}{2g}$$

C est un coefficient qui est fonction de la vitesse, de la profondeur et des propriétés géométriques.

ϵ représente la fraction du moment entrant dans le volume de contrôle.

Le système d'équations (2.77) étant non linéaire, sa résolution nécessiterait des temps de calcul relativement importants et des problèmes de convergence pourraient apparaitre en cas de solution discontinue (choc, ressaut hydraulique, etc...).

On peut linéariser le système en appliquant la technique développée par Preissman (Liggett et Cunge, 1975 ; Chen, 1973). Le calcul de la ligne d'eau sur un bief revient alors à résoudre un système matriciel de la forme $Ax = B$ où A représente les coefficients d'une matrice creuse, x la colonne des inconnues et B la colonne des constantes et les conditions aux limites permettent d'obtenir le même nombre d'équations que d'inconnues.

La résolution se fait avec HecRas en utilisant le « skyline solution algorithm » (Brunner, 2010). C'est une méthode itérative à inversion de matrice.

11.5. Application à la simulation de la propagation de l'écoulement dans un canal rectangulaire

Le code de calcul que nous avons développé est utilisé dans cette partie pour simuler l'écoulement d'une onde crue dans un canal rectangulaire en régime non permanent. Les résultats obtenus sont ensuite comparés avec les résultats obtenus par le Logiciel HecRas sur le même canal (Kane et al., 2015).

11.5.1. Paramètres et conditions d'initialisation

Le canal virtuel utilisé lors de la simulation est représenté sur la figure 9. C'est un canal prismatique et il est subdivisé en plusieurs biefs limités par des sections transversales. L'écoulement se fait suivant une pente positive.

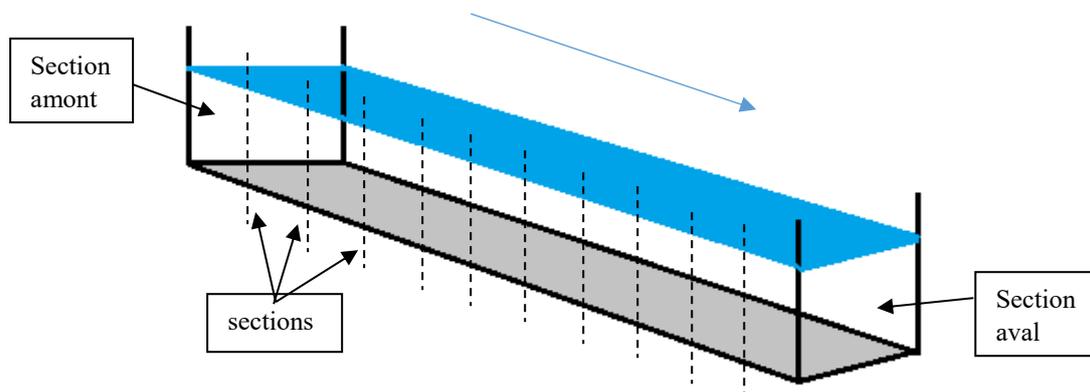


Figure 9 : Canal rectangulaire avec les sections

Les caractéristiques géométriques (longueur, largeur, pente) et hydraulique (rugosité) du canal sont mises dans le tableau suivant :

Tableau 1 : Caractéristiques géométriques et hydraulique

Canal	Longueur (m)	Largeur (m)	Ks ($m^{1/3}/s$)	Pente I
B1	150000	120	50	0,0001

Les paramètres numériques utilisés sont indiqués dans le **tableau 2**.

Tableau 2 : Paramètres numériques du code de calcul

Δx (m)	Δt (s)	θ
7500	900	0,999

Plusieurs conditions sont nécessaires pour le démarrage de la simulation en régime non permanent :

a) Conditions initiales

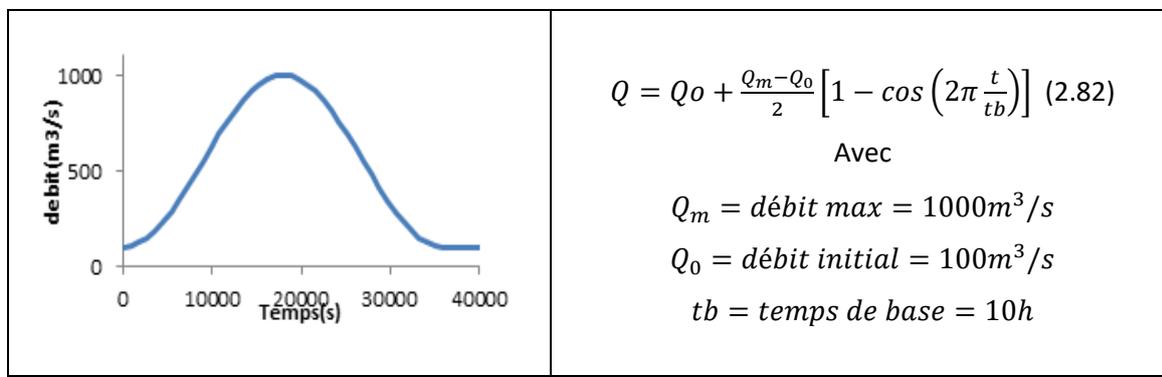
Nous avons utilisé le régime permanent uniforme comme régime porteur avec une profondeur uniforme.

b) Conditions à la limite amont

A l'entrée du canal, nous avons choisi trois types d'hydrogrammes sinusoïdaux :

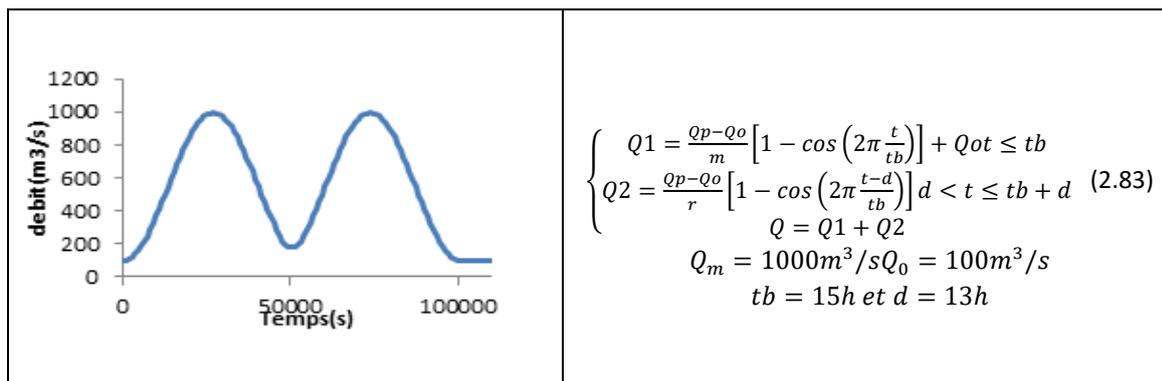
✓ un hydrogramme d'Henderson simple (Tableau 3)

Tableau 3 : Hydrogramme d'Henderson simple (HS) et équation



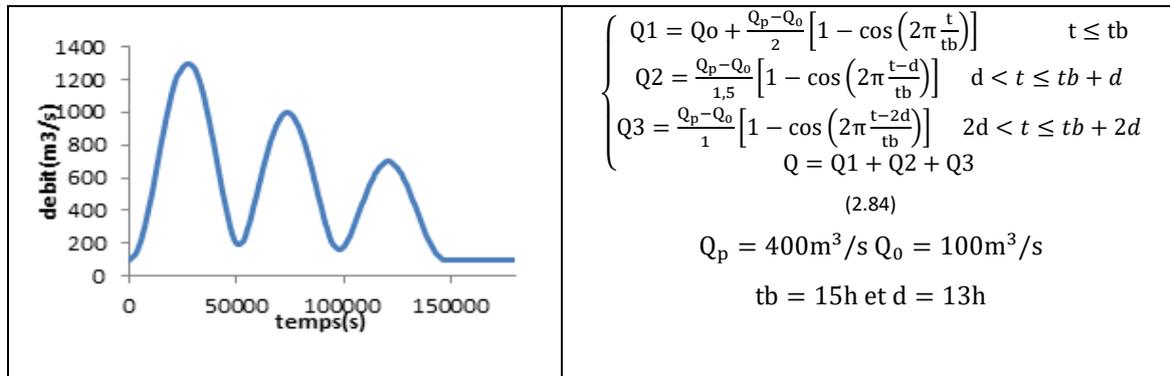
✓ un hydrogramme d'Henderson complexe à deux pointes égales (Tableau 4)

Tableau 4 : Hydrogramme complexe à deux pointes symétriques et équation (HC2)



✓ un hydrogramme d'Henderson complexe à trois pointes décroissantes (Tableau 5)

Tableau 5 : Hydrogramme complexe à trois pointes décroissantes (HC3D) et équation



Ces trois hydrogrammes ont été programmés et obtenus avec Fortran.

c) Condition à la limite aval

Pour la condition à la limite aval nous avons choisi une courbe de tarage en régime permanent dont l'équation est donnée par la formule suivante :

$$Q(Z) = \frac{1}{n} \cdot S \cdot R_H^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}} \quad 2.85$$

où n est le coefficient de Manning Strickler, R_h le rayon h , I la pente de la ligne d'énergie. Le coefficient de Manning dépend uniquement de la rugosité du fond et des parois du canal. Chow (1959) a établi une liste assez exhaustive des valeurs de n pour différent type de matériaux, par exemple pour les canaux en béton n varie entre 0.11 et 0.2 $\text{m}^{-1/3}\text{s}$ (Bonakdari, 2006).

II.5.2. Résultats obtenus avec notre code de calcul

Nous présentons ici les résultats obtenus avec notre code de calcul sur le canal rectangulaire (Figure 10). Nous avons pris 4 sections du canal : l'amont, l'aval et 2 sections intermédiaires.

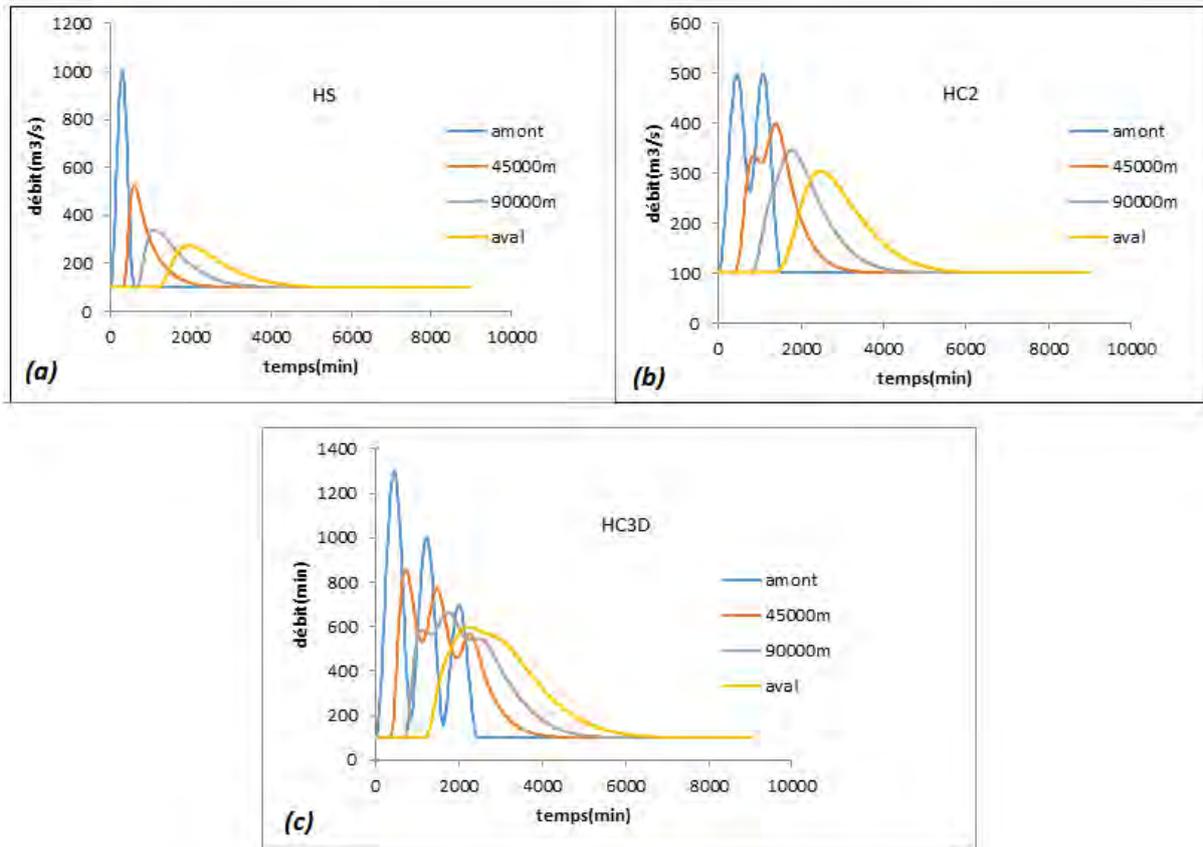


Figure 10 : Résultat de la simulation des hydrogrammes avec le double balayage

Sur la figure 10 nous notons les phénomènes qui accompagnent la propagation d'une onde de crue : la diffusion et la dispersion.

Pour l'hydrogramme d'Henderson simple (a) nous obtenons à l'aval du canal un hydrogramme simple mais qui est différent d'un hydrogramme d'Henderson.

La figure (b) montre que pour un hydrogramme complexe à deux pointes nous observons une diminution progressive jusqu'à disparition de la première pointe. On se retrouve à l'aval avec un hydrogramme simple aussi.

Nous observons aussi le même phénomène pour l'hydrogramme complexe à trois pointes (c), une diminution progressive des premières pointes et une fusion des temps de base.

II.5.3. Comparaison des résultats obtenus avec notre code et ceux de HecRas

Nous allons ici comparer les résultats obtenus avec notre code de calcul et ceux de HecRas à l'aval du canal. Nous n'avons pas jugé nécessaire de représenter les résultats sur les sections

intermédiaires car la géométrie du canal ne change pas et les résultats à l'aval suffisent largement pour la comparaison.

Pour les critères de comparaison, deux genres ont été utilisés : deux critères locaux à savoir l'erreur relative sur les débits de pointe (équation 2.86) et l'erreur relative sur les volumes d'eau (équation 2.87) et un critère global et statistique à savoir le critère de Nash (équation 2.88) (Kane et al., 2015).

$$RPE = \frac{Q_{mHec} - Q_{mDS}}{Q_{mHec}} \quad 2.86$$

$$RVE = \frac{V_{Hec} - V_{DS}}{V_{Hec}} \quad 2.87$$

$$NASH = 1 - \frac{\sum_{t=1}^T (Q_m^t - Q_0^t)^2}{\sum_{t=1}^T (Q_0^t - \overline{Q_0})^2} \quad 2.88$$

Où Q_{mHec} est le débit maximal calculée par HecRas ; Q_{mDS} est le débit maximal calculé avec le code développé ; V_{Hec} est le volume d'eau obtenu par intégration avec Hec-Ras; V_{DS} est le volume d'eau obtenu par intégration avec le code; Q_0^t est le débit au temps t obtenu avec HecRas ; $\overline{Q_0}$ est le débit moyen obtenu avec HecRas. Q_m^t est le débit au temps t obtenu avec le code.

Des valeurs positive de RPE et RVE correspondent à une sous-estimation, et les valeurs négatives à une surestimation par notre programme. Lorsque ces valeurs sont très petites, les deux méthodes de calcul sont égales. Un critère de $NASH$ proche de 1 signifie une bonne représentation de l'hydrogramme calculé par notre programme par rapport à celui calculé avec HecRas.

Sur la figure 11 nous avons représenté les hydrogrammes comparés et sur le tableau 6 les résultats des caractéristiques de comparaison.

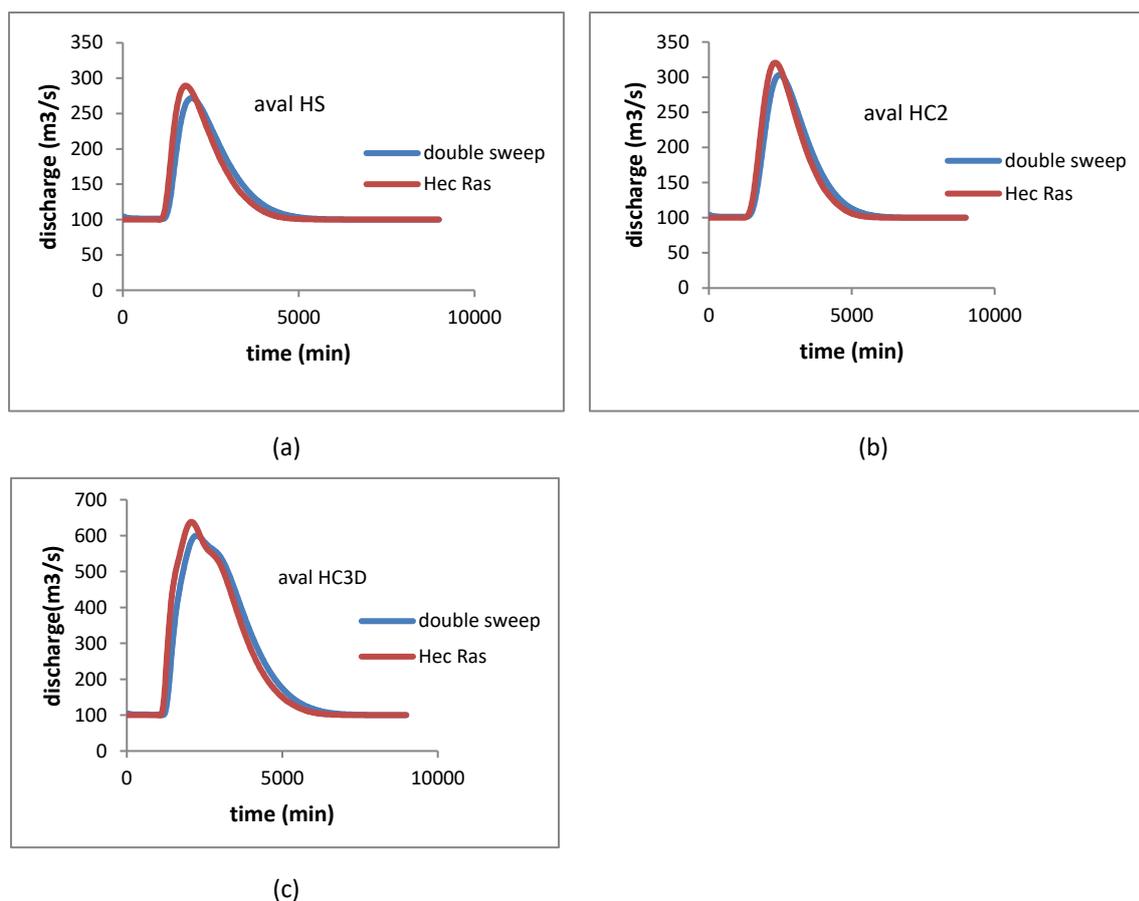


Figure 11 : Comparaison des hydrogrammes à l'aval du canal (double balayage et HecRas)

Tableau 6 : Caractéristiques locales (RPE et RVE) et globale (Nash)

	hydrograph	RPE	RVE	Nash
Double sweep/HecRas	HS	0.058	-0.003	0.93
Double sweep/HecRas	HC2	0.046	-0.003	0.95
Double sweep/HecRas	HC3D	0.059	-0.001	0.95

La comparaison montre que les hydrogrammes à l'aval de la jonction sont presque identiques pour l'hydrogramme simple et les deux hydrogrammes complexes (Figure 11). Selon le tableau 6, RPE et RVE sont très bas, tandis que le critère de Nash relativement très forte. Il sous-estime également légèrement le débit de pointe alors que le volume d'écoulement est presque le même. Ces résultats montrent que notre programme reproduit bien le débit dans le canal par rapport au modèle Hec-Ras. Les paramètres et les données d'entrées étant les mêmes pour les deux modèles, la faible différence notée entre les hydrogrammes peut s'expliquer par les solveurs utilisés : dans le code développé nous avons utilisé le double balayage et HecRas utilise quant à lui l'inversion d'une matrice (Skyline Solution Algorithm).

II.6. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons fait une brève présentation des méthodes numériques pour la résolution des équations de Barré de Saint Venant 1D. Ensuite nous avons utilisé le schéma implicite de Preissmann à quatre points et la résolution numérique par la méthode du double balayage pour développer et réaliser un code numérique pour simuler la propagation d'ondes de crue à travers un canal rectangulaire. Le modèle numérique mis en place dans ce chapitre nous a permis de bien appréhender une méthode de discrétisation des équations de Saint-Venant 1D. Nous avons également pris connaissance des autres schémas numériques existants et avons cherché à bien les comprendre afin de pouvoir expliquer notre choix. Dans la simulation d'un hydrogramme simple ou complexe nous notons toujours les phénomènes qui accompagnent la propagation des crues : la diffusion et la dispersion. Les résultats obtenus ont été comparés avec ceux de HecRas dont les bases théoriques du fonctionnement ont été passées en revue. Cette comparaison nous a permis de valider notre code de calcul avec un Nash qui tourne aux environs de 95%. La jonction étant formée de branches reliées entre elles, le code de calcul développé sera utilisé dans ces branches et un couplage sera fait avec un modèle de jonction. L'étude de ces modèles de jonction sera faite dans le chapitre qui suit.

*Chapitre III : Modélisation
des jonctions et application
dans un réseau de canaux*

Chapitre III Modélisation des jonctions et application dans un réseau de canaux

III.1. Introduction

Dans les réseaux d'écoulement naturels ou artificiels on assiste toujours à une séparation de l'écoulement ou à une rencontre de plusieurs écoulements. Ces zones de rencontre ou de séparation constituent les jonctions. Elles sont présentes dans les réseaux d'assainissement, dans les canaux d'irrigation et de drainage et aussi dans les cours d'eau naturels. L'efficacité des réseaux d'écoulement à surface libre, comme les systèmes d'évacuation des eaux en milieu urbain, dépend fortement du bon fonctionnement des regards de jonctions et la défaillance d'une seule jonction peut menacer le bon fonctionnement du réseau entier (Wu Rong et Mao Zeyu, 2003). Ces jonctions de canaux représentent ainsi une des structures hydrauliques les plus cruciales pour les écoulements à surface libre naturels et artificiels d'où l'intérêt de leur étude.

Dans le contexte de la modélisation des systèmes hydrauliques comportant des jonctions, la simulation des dispositifs hydrauliques peut être traitée avec différentes approches (Ghostine, 2010) :

- d) une approche unidimensionnelle dans les branches couplée à des formulations analytiques de nature semi-empiriques permettant de traiter les jonctions. Cette méthodologie est généralement accompagnée d'une phase expérimentale permettant de valider les relations semi-empiriques traitant la répartition des débits à la jonction.
- e) une approche complète bidimensionnelle des écoulements.
- f) une approche bidimensionnelle de l'écoulement dans la jonction en utilisant les équations de Barré de Saint-Venant 2D couplées à une approche unidimensionnelle dans les branches.
- g) une approche tridimensionnelle de l'écoulement basée sur la résolution des équations de Navier-Stokes.

Dans cette partie nous adoptons la première approche qui utilise le système complet d'équations de Saint-Venant (1871), à laquelle on ajoute les conditions au niveau de la jonction représentée par les lois de conservation de la masse et de l'énergie, cette dernière étant plus ou moins détaillée (Pfister M., 2013 ; Baghlani A., 2013 ; Kane et al., 2015). Dans la majorité des cas, les travaux effectués ont porté sur les confluences, avec un écoulement qui est considéré comme fluvial, et des simplifications relatives à la géométrie des sections (généralement rectangulaire)

et aux caractéristiques de l'écoulement. Des représentations plus réalistes tiennent compte des angles d'inclinaison de la jonction (Shabayek S., 2002 ; Hsu C. C., 1998). Le cas où l'écoulement est torrentiel est moins fréquent et surtout plus complexe à cause de l'apparition de ressauts hydrauliques (Sivukamar et al., 2004 ; Vasquez et al. ; 2007 ; Brito et al., 2014). Dans l'étude qui suit nous allons simuler la propagation d'ondes de crues simples et complexes à travers un système hydraulique formé par un puis deux jonctions simples après avoir fait l'étude des modèles de jonction.

III.2. Modèles de jonction et synthèse bibliographique

Deux types de jonctions se rencontrent dans la nature : la confluence et la défluence. La confluence correspond à au moins deux canaux amont se réunissant dans un même canal aval, elle est très courante dans les réseaux hydrographiques (Figure 12). La défluence ou séparation est composée d'un canal amont se divisant en plusieurs canaux aval, elle est présente surtout dans les réseaux d'irrigation (Kane et al., 2015).



Figure 12 : Jonction, (a) confluence et (b) défluence

Selon les conditions d'écoulement dans une jonction de canaux à trois branches, six cas de combinaisons possibles peuvent se produire (Kane, 2014 ; Ghostine, 2009) :

- l'écoulement est fluvial dans les 3 branches (fluv-fluv-fluv)
- l'écoulement est fluvial dans les branches amont et latérale et devient torrentiel à l'aval (fluv-fluv-tor)
- l'écoulement est torrentiel dans l'une des branches amont ou latérale, et fluvial à l'aval. La formation d'un ressaut hydraulique est observée dans l'une des branches amont ou aval. (tor-fluv-fluv ou fluv-tor-fluv)
- l'écoulement est fluvial dans l'une des branches amont ou latérale et devient torrentiel à l'aval. (fluv-tor-tor ou tor-fluv-tor)

- l'écoulement est torrentiel dans les branches amont et latérale et devient fluvial à l'aval. (tor-tor-fluv)
- l'écoulement est torrentiel dans les trois branches. (tor-tor-tor)

III.2.1. Equation générale de l'écoulement dans les jonctions

Le comportement hydraulique des canaux à jonctions est caractérisé par un grand nombre de facteurs qui influencent les caractéristiques de l'écoulement (figure 13). Un premier ensemble de variables peut être envisagé pour décrire la géométrie, telle que la taille, la forme, la pente et l'angle entre les branches. De nombreuses combinaisons de ces quatre variables sont possibles. Un deuxième ensemble est constitué par les variables de l'écoulement tel que le nombre de Froude, la rugosité du canal, et le rapport entre les différentes branches. Ceci rend la modélisation du comportement hydraulique dans ces systèmes difficile à prévoir (Shabayek et al, 2002 ; Bowers et al., 1950).

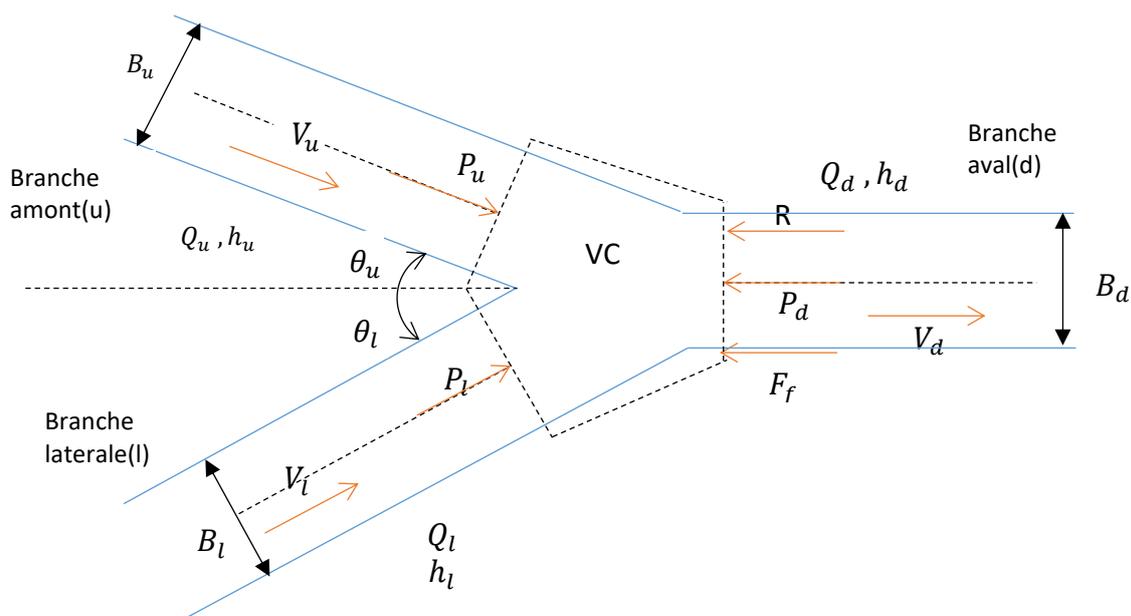


Figure 13 : Paramètres d'une jonction

B_u, B_l, B_d : Largeur du canal amont, latéral, aval

h_u, h_l, h_d : Tirant d'eau du canal amont, latéral, aval

Q_u, Q_l, Q_d : Débit du canal amont, latéral, aval

V_u, V_l, V_d : Vitesse du canal amont, latéral, aval

P_u, P_l, P_d : Force de Pression sur le VC

F_f : Résultante des forces de frottement

R : Réaction exercée par la paroi latérale du canal

θ_u, θ_l : Angle par rapport à la direction de l'écoulement dans la branche aval

Les modèles de jonctions sont basés sur le principe de conservation de la masse et sur la conservation de la quantité de mouvement ou de l'énergie. Les indices u, l et d sont respectivement associés aux branches amont, latéral, et aval. Appliquons le principe de la conservation de la quantité de mouvement suivant la direction de l'écoulement, la somme des forces extérieures appliquées au volume de contrôle (figure 13) s'écrit :

$$\sum F_{ext} = P_u \cos \theta_u + P_l \cos \theta_l + \rho g \sin \alpha - F_f - R - P_d \quad 3.1$$

En introduisant le coefficient de correction de la quantité de mouvement la variation de celle-ci suivant la direction de l'écoulement s'écrit :

$$\frac{d}{dt}(mV) = \beta_d Q_d V_d - \beta_u Q_u V_u \cos \theta_u - \beta_l Q_l V_l \cos \theta_l \quad 3.2$$

En égalisant ces deux équations (3.1 et 3.2), le principe de conservation de la quantité de mouvement devient l'équation du modèle de jonction en général (3.3).

$$(P_u + \beta_u Q_u V_u) \cos \theta_u + (P_l + \beta_l Q_l V_l) \cos \theta_l + \rho g \sin \alpha + F_f + R = P_d + \beta_d Q_d V_d \quad 3.3$$

Il est très difficile voire impossible de définir théoriquement tous les paramètres de cette équation, il faut donc faire recours à des simplifications et à des suppositions pour obtenir un modèle utilisable.

Dans presque toutes les études réalisées les jonctions, c'est le cas d'une jonction simple qui a été considérée où un canal latéral forme un angle par rapport à l'axe formé par deux canaux amont et aval (Figure 14). Dans la littérature on trouve presque exclusivement des études pour le cas où l'écoulement est fluvial ou torrentiel dans les trois branches. Les cas transcritiques (combinaison d'écoulement) sont très peu étudiés.

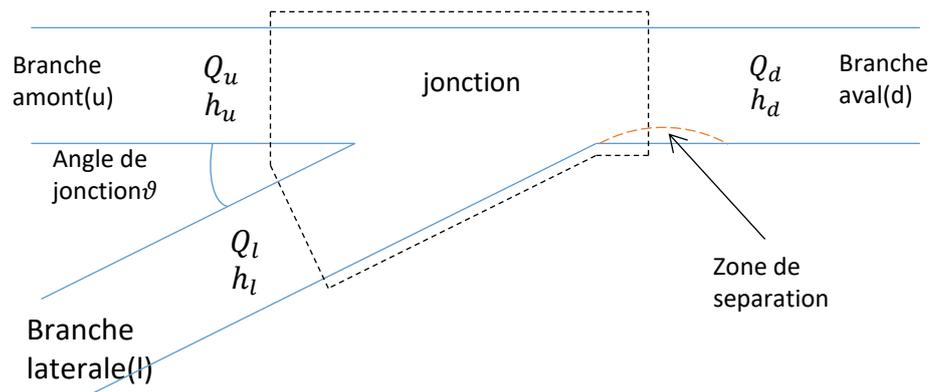


Figure 14 : Jonction simple

III.2.2. Les modèles de confluence

III.2.1.1. La confluence fluviale

Une confluence fluviale génère un écoulement fluvial dans les trois canaux renfermant la jonction. Les premières études concernant les confluences ont d'ailleurs été menées pour cette configuration. Dans ces modèles nous utilisons plutôt les rapports des grandeurs amont et latéral sur les grandeurs aval, nous utilisons aussi l'angle aérodynamique γ avec $\gamma = \frac{8}{9}\vartheta$. Pour chaque hauteur amont et latérale, la hauteur aval est solution d'un polynôme de 3^{ième} degré.

Taylor (1944) dans son étude concernant les confluences a considéré les hypothèses suivantes :

- I. les largeurs des trois branches sont égales
- II. la pente du canal est nulle
- III. les frottements sont négligeables
- IV. la répartition des pressions est hydrostatique et la distribution des vitesses est uniforme
- V. les lignes de courant sont parallèles aux parois latérales autour du volume de contrôle
- VI. les hauteurs d'eau sont égales dans les branches amont et latérale
- VII. les forces de pression latérales sont négligeables.

Il utilise le principe fondamental de la dynamique selon lequel la variation de la quantité de mouvement d'un élément de fluide est égale à la somme des forces qui agissent sur celui-ci. Il développe un modèle permettant de définir le comportement hydraulique à la confluence. Taylor vérifia ce modèle expérimentalement. La corrélation des résultats expérimentaux avec la théorie est correcte pour un angle de 45° mais s'avère mauvaise pour un angle de 135°. Il montre que les simplifications III et VI sont vérifiées et l'erreur provient en premier lieu de la simplification V. Taylor conclut que la généralisation des résultats est impossible et qu'on ne

peut pas espérer qu'un tel raisonnement mathématique soit applicable à tous les types de jonctions de canaux.

$$\begin{cases} h_u = h_l \\ Y^3 - Y(1 + 2F_d^2) + F_d^2(q_u^2 + q_l \cos \vartheta) = 0 \end{cases} \quad 3.4$$

Anwar (1955) a étudié le comportement hydraulique d'une confluence dans un canal trapézoïdal. Les angles de jonctions sont $22,5^\circ$; 45° ; $67,5^\circ$ et 90° . Afin d'améliorer l'écoulement à l'aval de la jonction il a recommandé de placer dans la zone de jonction un mur de séparation triangulaire dans le plan de face ainsi que les plans latéraux, et dont la largeur et la hauteur diminue dans la direction de l'écoulement. Ce mur est inutile dans le cas rectangulaire.

Webber et Greated (1966) ont étudié également le comportement de l'écoulement à la jonction de deux canaux rectangulaires en fluvial. Ils étendent les résultats obtenus par Taylor en considérant trois autres angles de jonctions et analysent l'effet d'une confluence de forme arrondie. Ils utilisent la même relation de celle utilisée par Taylor et observent une bonne corrélation entre les résultats expérimentaux et théoriques dans le cas de petits angles de confluence et d'un petit rapport débit amont sur débit aval. En général le rapport des hauteurs d'eau observées (hauteur amont sur hauteur aval) est inférieur au rapport calculé. Le décalage est attribué à une mauvaise prise en compte de la réaction du mur. Un facteur correctif empirique a été proposé, qui procure une meilleure corrélation entre théorie et expérience. Les configurations ont été étudiées pour les nombres de Froude inférieurs à 0,6 et un rapport débit amont débit aval compris entre 0 et 1.

Milano et Sassoli (1977) ont considéré un angle de jonction de 60° et avec trois canaux de largeurs différentes. Les résultats obtenus ont montré une différence entre les hauteurs d'eau à la jonction ainsi que pour les coefficients de l'énergie.

Carballada et al. (1981) ont basé leur étude sur l'écoulement dans les jonctions symétriques en forme d'Y. En supposant que les hauteurs d'eau au point de la jonction pour les deux branches soient égales et que le coefficient de correction de la quantité de mouvement soit de 1.15, leur approche était en accord avec les observations et l'effet du nombre de Froude s'est avéré important.

D'autres chercheurs comme Best et Reid (1984) au niveau expérimental et Hager (1989) menèrent d'autres études et s'orientèrent vers la détermination des caractéristiques

géométriques de la zone de séparation des écoulements. Elle constitue une région dans laquelle se forme un remous. Celui-ci provoque une sédimentation et une dissipation d'énergie. En conséquence la capacité de transport et le débit s'en trouvent diminués. Best et Reid conclurent, que la largeur maximale de la zone de séparation ainsi que sa longueur croissent avec l'angle de la jonction et le rapport du débit latéral sur le débit total. Hager a développé des expressions permettant de calculer le coefficient de contraction de la zone de séparation dû à la présence de la conduite latérale, en fonction de l'angle de la jonction, du coefficient de pression exercée sur la paroi latérale et des coefficients de pertes de charges pour les branches amont et latérale. Il a cherché à prédire la largeur de la zone de séparation par une approche unidimensionnelle. Hager mena aussi une étude qui permet de déterminer les hauteurs d'eau dans les tronçons connaissant les débits amont et latéral et une hauteur d'eau dans les branches amont. Celle-ci est basée sur la conservation de l'énergie, le principe fondamental de la dynamique et la conservation des débits.

Gurram et al. (1997) ont étudié les caractéristiques de l'écoulement latéral ainsi que la zone de contraction à l'aval de la confluence. Ils ont développé des expressions pour le facteur de correction de la quantité de mouvement, pour la force de pression due au mur latéral et pour la zone de séparation. Un modèle de jonction a été écrit permettant de calculer les hauteurs amont et latérale supposées égales, en fonction de la hauteur aval, et ceci en supposant que les largeurs des trois branches soient égales. Ce modèle a été validé expérimentalement pour trois valeurs de l'angle à la jonction 30°, 60°, et 90°. L'équation non linéaire de Gurram est de la forme suivante (Vasquez, 2007) :

$$\begin{cases} h_u = h_l \\ Y^3 - Y(1 + 2F_d^2) + F_d^2(q_u^2 + q_l \cos \gamma) = 0 \end{cases} \quad 3.5$$

Hsu et al. (1998), en prenant les mêmes hypothèses que celles de Gurram et al. (1997), ont étudié les coefficients de correction de l'énergie μ et du moment ν , le coefficient de perte d'énergie à travers la confluence, en appliquant la conservation de la masse et de l'énergie, et la conservation de la quantité de mouvement sur deux volumes de contrôle dans la jonction et ont développé un modèle de jonction. Ce modèle a été validé expérimentalement pour des angles de 30°, 45°, 60° et 90°. L'équation est de la forme :

$$\begin{cases} h_u = h_l \\ Y^3 - Y \left(1 + 2 \frac{\beta_d}{\alpha_d} F_d^2 \right) + 2 \frac{\beta_d}{\alpha_d} F_d^2 [q_u^2 + \cos \vartheta (1 - q_d^2)] = 0 \end{cases} \quad 3.6$$

Une étude plus récente et plus générale a été menée par Shabayek et al. (2002) où on ne suppose ni l'égalité des hauteurs d'eau à l'amont de la jonction ni l'égalité des largeurs des canaux. Shabayek développa un modèle de jonction théorique unidimensionnel en appliquant le principe de la conservation de la quantité de mouvement sur deux volumes de contrôle dans la jonction avec la conservation de la masse (figure 15). Ce modèle est formé de deux équations en fonction de plusieurs paramètres hydrauliques et géométriques et aussi de deux paramètres empiriques qui sont le coefficient de cisaillement et le coefficient de la zone de séparation. Ce modèle a été validé expérimentalement par comparaison aux résultats expérimentaux existant dans la nature.

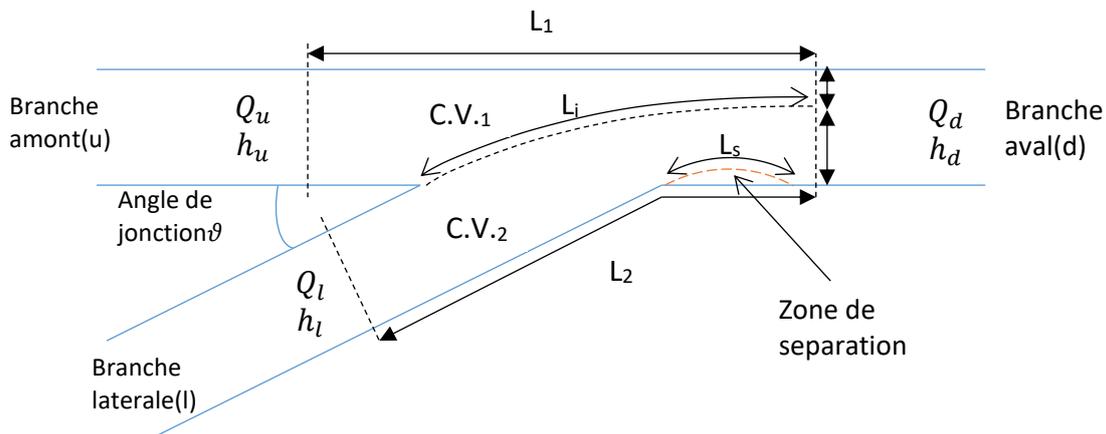


Figure 15 : Paramètres de la jonction de Shabayek

L'application des lois de conservation sur les volumes de contrôle (figure 15) a donné les équations suivantes :

$$\begin{aligned} q_u - \frac{q_u^2}{w_u Y_u} - \frac{1}{8F_d^2} [w_u (3Y_u^2 - 2Y_u Y_l - Y_l^2) + q_u (Y_u^2 + 2Y_u Y_l + Y_l^2 - 4)] \\ - \frac{1}{2F_d^2} \left(\frac{L_1 S_0}{h_d} \right) (w_u Y_u + q_u) + K^* \left(\left[\frac{q_u}{w_u Y_u} \right]^2 - \left[\frac{q_l}{w_l Y_l} \right]^2 \right) (Y_u + Y_l) (2q_u q_l) \\ + \frac{L_1}{B_d C_*^2} \left(1 + \frac{B_d}{h_d} q_u \right) = 0 \end{aligned} \quad 3.7$$

$$\begin{aligned}
q_l - \frac{q_l^2}{w_l Y_l} - \frac{1}{8F_d^2} [w_l(3Y_l^2 - 2Y_u Y_l - Y_u^2) + q_l(Y_l^2 + 2Y_u Y_l + Y_u^2 - 4)] \\
- \frac{1}{2F_d^2} \left(\frac{L_2 S_0}{h_d} \right) (w_l Y_l + q_l) - K^* \left(\left[\frac{q_u}{w_u Y_u} \right]^2 - \left[\frac{q_l}{w_l Y_l} \right]^2 \right) (Y_u + Y_l)(2q_u q_l) \quad 3.8 \\
+ \frac{L_2}{B_d C_*^2} \left(1 + \frac{B_d}{h_d} q_l \right) + K \frac{q_l^3}{w_l^2 Y_l} = 0
\end{aligned}$$

III.2.1.2. Confluence transitionnelle

Une confluence transitionnelle est une confluence où l'écoulement est fluvial dans les deux canaux amont mais devient torrentiel dans le canal aval. Ces modèles assument l'égalité des hauteurs d'eau dans les canaux situés avant la jonction et l'égalité des largeurs des canaux. Parmi les travaux sur la confluence transitionnelle, nous pouvons citer les modèles de Hager (1989) et Gurram (1994)

Le modèle de Hager (1989) est donné par :

$$\begin{cases}
(1 - \cos \vartheta) Y^3 + 3(\cos \vartheta - \mu) Y + 2\mu^2 q_u^2 + 2 \cos \vartheta [\mu^2 (1 - q_u)^2] - (1 - 2q_u + 2q_u^2) = 0 & 3. \\
\mu = (2Y^2 - 3)Y + 2(1 - 2q_u + 2q_u^2)Y^{-3} & 9 \\
h_u = h_l \\
h_d = h_c
\end{cases}$$

Le modèle de Gurram (1994) repose sur le système d'équations suivant :

$$\begin{cases}
h_u = h_l \\
Y^3 - 3Y + 2(q_u^2 - q_l \cos \vartheta) = 0 \\
h_d = h_c
\end{cases} \quad 3.10$$

III.2.1.3. La confluence torrentielle

On peut rencontrer des jonctions dans lesquelles l'écoulement est torrentiel dans les trois branches. Comparer à un écoulement fluvial, l'écoulement torrentiel fait apparaître des ondes croisées sur des courbes bien définies. Cette forte variation de la hauteur d'eau peut engendrer de gros problèmes dans les conduites fermées en raison de l'apparition de phénomènes tels que les pulsations, l'entraînement d'air, la transition vers une mise en charge et l'apparition de ressauts hydrauliques. Les configurations qui font apparaître un ressaut hydraulique dans la confluence sont à éviter en raison du risque d'érosion considérable (Pfister et al. 2013).

C'est Bowers (1950) qui le premier analysa un écoulement torrentiel dans une jonction de canaux. En fonction de la géométrie de la jonction et du nombre de Froude dans le canal amont,

un ressaut hydraulique apparaît ou non dans l'un des confluent. Dans tous les cas, Bowers conseillait pour le dimensionnement de ces genres de confluentes d'utiliser des hauteurs de canaux beaucoup plus grandes que les hauteurs usuelles.

Une autre étude associée à ces écoulements est due à Schnitter et al. (1955). Ils ont étudié une configuration dans laquelle l'angle de la jonction est pratiquement nul mais la branche latérale a une pente très forte. Ils ont constaté la présence d'ondes croisées très fortes dans la branche aval qui sont encore amplifiées dans le cas où les deux branches amont ont des nombres de Froude différents. Néanmoins l'installation d'un mur de séparation, dont l'une des extrémités se situe au niveau du point de confluence, permet de faire quasiment disparaître les ondes croisées. Behlke et Pritchett (1966) ont mené une analyse des écoulements torrentiels dans les jonctions de canaux trapézoïdaux et rectangulaires.

D'autres chercheurs comme Rice (1985) Christodoulou (1993), ont étudié la formation des ressauts hydrauliques dans une jonction de canaux à 90° avec des sections rectangulaires. Des contributions ont été apportées par Schwalt et Hager (1995) avec une description détaillée des caractéristiques de l'écoulement pour des écoulements torrentiels à travers la jonction.

Modèle de Rice (1985) :

$$\left(\frac{B_u h_u^2}{2} + \frac{Q_u^2}{g B_u h_u} \right) \cos \theta_u + \frac{Q_l^2}{g B_l h_l} \cos \theta_l - \frac{B_d h_d^2}{2} - \frac{Q_d^2}{g B_d h_d} = 0 \quad 3.11$$

Les dernières études ont été conduites sur des modèles physiques par Del Giudice et Hager (2001), Gisonni et Hager (2002) sur des jonctions de respectivement 45° et 90°, dans le but de proposer une procédure de dimensionnement pour des jonctions avec un écoulement torrentiel à l'amont. La principale limitation de leurs résultats est liée à la géométrie du modèle. Plus récemment Saldarriga, Bermudez et Rubio (2012) ont étudié l'effet du décalage vertical de l'axe entre la jonction et les conduites amont dans les jonctions à 90° avec des conduites amont ayant le même diamètre que la conduite aval.

III.2.3. Les modèles de défluence

Les outils classiques de l'ingénierie hydraulique ne permettent pas de traiter aussi les défluences sans faire intervenir des hypothèses ou relations supplémentaires. Étant donné la complexité des phénomènes hydrodynamiques qui interviennent dans une défluence, aucun calcul analytique ne permet de traiter le problème dans un cas général. Les défluences ont donc été étudiées pendant longtemps selon une approche empirique de la même manière que les

confluences et des lois de répartition issues de manipulations expérimentales ont été proposées. La division d'un écoulement dans un canal ou une conduite a été étudiée expérimentalement à partir des années 1960, principalement pour des problématiques de réseaux d'irrigation ou d'ouvrages de dérivation en rivière. Les études se sont souvent concentrées sur les défluences en forme de T, c'est-à-dire un canal avec une branche de dérivation latérale avec un angle de 90°. Les mêmes notations que pour la confluence seront utilisées par les différents auteurs pour faciliter la compréhension et la comparaison des relations. Tous ces travaux considèrent des branches horizontales de même niveau. Ainsi plusieurs modèles de défluence ont aussi été développés :

- Le modèle de Pemaiah (1977)

$$\begin{cases} h_d = h_l \\ \frac{1}{Y^3} + 2 \left(Fr_u^2 \frac{Q_l}{Q_u} - Fr_u^2 \right) \frac{1}{Y} + 2Fr_d^2 \left(1 - \frac{Q_l}{Q_u} \right) = 0 \end{cases} \quad 3.12$$

- Le modèle de Ramamurthy (1988)

Ramamurthy et Satish utilisent les équations de conservation de la masse, de la quantité de mouvement et de l'énergie pour écrire la relation suivante dans le cas où l'écoulement dans la branche amont est subcritique. La répartition de débit (Q_d aval sur Q_u amont) peut être calculée à partir de la profondeur dans les branches amont et aval et du nombre de Froude amont, à condition que le nombre de Froude de la branche de dérivation soit supérieur à 0.35 et que la largeur du canal de déviation soit inférieure ou égale à la largeur du canal amont (Lhomme, 2006).

$$\begin{cases} h_d = h_l \\ Y^3 - \frac{1}{4q_u} (1 + Y)^2 Y - (2Fr_u^2 + 1) \left(1 - \frac{1}{q_u} \right) + 2Fr_u^2 \left(1 - \frac{1}{q_u} \right)^2 = 0 \end{cases} \quad 3.13$$

- Le modèle de Ramamurthy (1990)

Ramamurthy et al. (1990) proposent un autre système d'équations en raisonnant de manière similaire dans le cas où l'écoulement dans la branche amont est subcritique et les trois branches ont la même section.

$$\begin{cases} h_d = h_l \\ Y^3 - 2Y^2 Fr_u^2 \left(1 - k \frac{Q_l}{Q_u}\right) - 1 - 2Fr_u^2 = 0 \\ k = \frac{5}{6} - \frac{Fr_u^2}{40} \end{cases} \quad 3.14$$

- Le modèle de Hsu (2002)

Chung-Chieh Hsu et al. (2002) ont conclu dans leurs travaux que les lignes d'énergie en amont et en aval de la division dans le canal principal sont à peu près égales. Ils ont montré que le coefficient de perte d'énergie d'une division peut être exprimé en termes de rapport de débit, du nombre de Froude en amont et du rapport de profondeur.

$$\begin{cases} h_d = h_l \\ Y^3 - \left(1 + \frac{1}{2} Fr_d^2\right) Y^2 + Fr_d^2 \frac{q_u^2}{2} = 0 \end{cases} \quad 3.15$$

III.2.4. Synthèse des travaux

Nous avons rassemblé un certain nombre de connaissances disponibles dans la littérature concernant les écoulements dans les jonctions de canaux à surface libre. Taylor a présenté la première étude sur les jonctions et a montré la complexité du problème. Webber et Greated ont continué avec les résultats de Taylor mais n'ont pas tenu compte des pertes d'énergie. Best et Reid se sont concentrés sur la zone de séparation. Hager en analysant Les résultats de ces derniers proposa un modèle ou il a tenu compte de la distribution de pression et du moment sur la paroi latérale. Les derniers modèles à savoir le modèle de Gurram de Hsu et Shabayek sont basés sur la conservation de la quantité de mouvement.

Tous ces modèles sont couplés avec les équations de Saint-Venant unidimensionnelles pour résoudre le problème de la jonction.

III.3. Résolution numérique de la jonction par notre code de calcul couplant Saint-Venant 1D et **modèle de l'égalité** des hauteurs

Dans la simulation numérique unidimensionnelle à travers les jonctions la plupart des modélisateurs utilisent le concept d'égalité des hauteurs d'eau ou des modèles non linéaires basés sur la conservation de la quantité de mouvement. Plusieurs applications comme le One-

Dimensional Hydrodynamic Model from Environment Canada (1988), le MIKE11 et le modèle Mouse de “the Danish Hydraulic Institute” (1999), le modèle Canoe de “Sogreah et Insavalor” (2001) et InfoWorks de “Wallingford Software” (2006) utilisent également le modèle de l’égalité des hauteurs d’eau au niveau de la jonction (**Vasquez et al 2007**). L’intérêt de ce modèle de jonction réside dans sa simplicité et la facilité de sa mise place (implémentation). Il ne demande pas aussi une connaissance approfondie de toute les paramètres géométriques de la jonction contrairement aux autres modèles. Dans notre travail, ce modèle sera utilisé au niveau de la jonction et couplé à la résolution numérique dans les branches de la jonction.

III.3.1. Équations du modèle

Dans ce modèle, au niveau de la jonction les trois sections transversales sont situées très proche les unes des autres, dès lors on peut supposer que les hauteurs d’eau au niveau de ces sections sont égales (**Kane et al., 2015**). Le système hydraulique est présenté sur la figure 16.

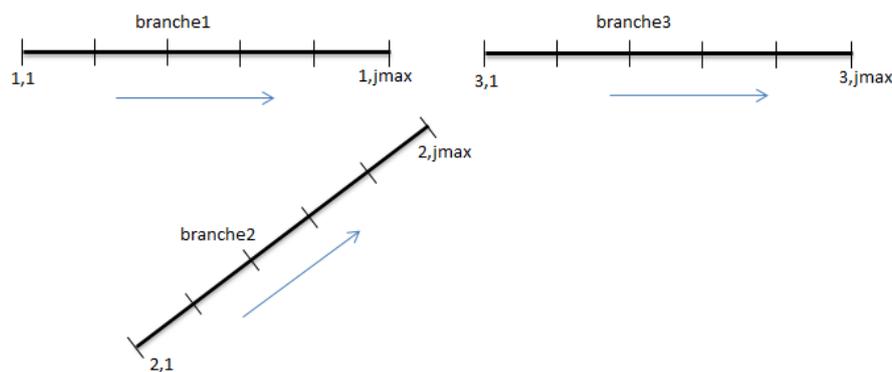


Figure 16 : Représentation de la jonction pour le modèle de l’égalité des hauteurs d’eau

Le débit dans la branche aval (branche3) est égal à la somme des débits dans les branches amont (branche 1 et 2). Ainsi les équations du modèle de l’égalité des hauteurs d’eau sont :

$$Z_{01} + h_{1,jmax} = Z_{02} + h_{2,jmax} = Z_{03} + h_{3,1} \quad 3.16$$

$$Q_{3,1} = Q_{1,jmax} + Q_{2,jmax} \quad 3.17$$

L’équation (3.16) représente l’équation de conservation de l’énergie au niveau de la jonction et l’équation (3.17) la conservation du débit ou de la masse. Dans cette méthode l’angle de jonction n’est pas pris en compte.

III.3.2. Couplage du modèle de Saint-Venant et du modèle de l’égalité des hauteurs d’eau

Nous appliquons la méthode du double balayage exposée dans le chapitre II pour les branches amont (branche 1 et 2). Arrivé au niveau de la jonction, nous appliquons les équations

(3.16 et 3.17) pour obtenir les conditions amont de la branche aval (branche 3), puis nous recommençons le double balayage dans cette dernière. L'organigramme des calculs est représenté à la figure 17.

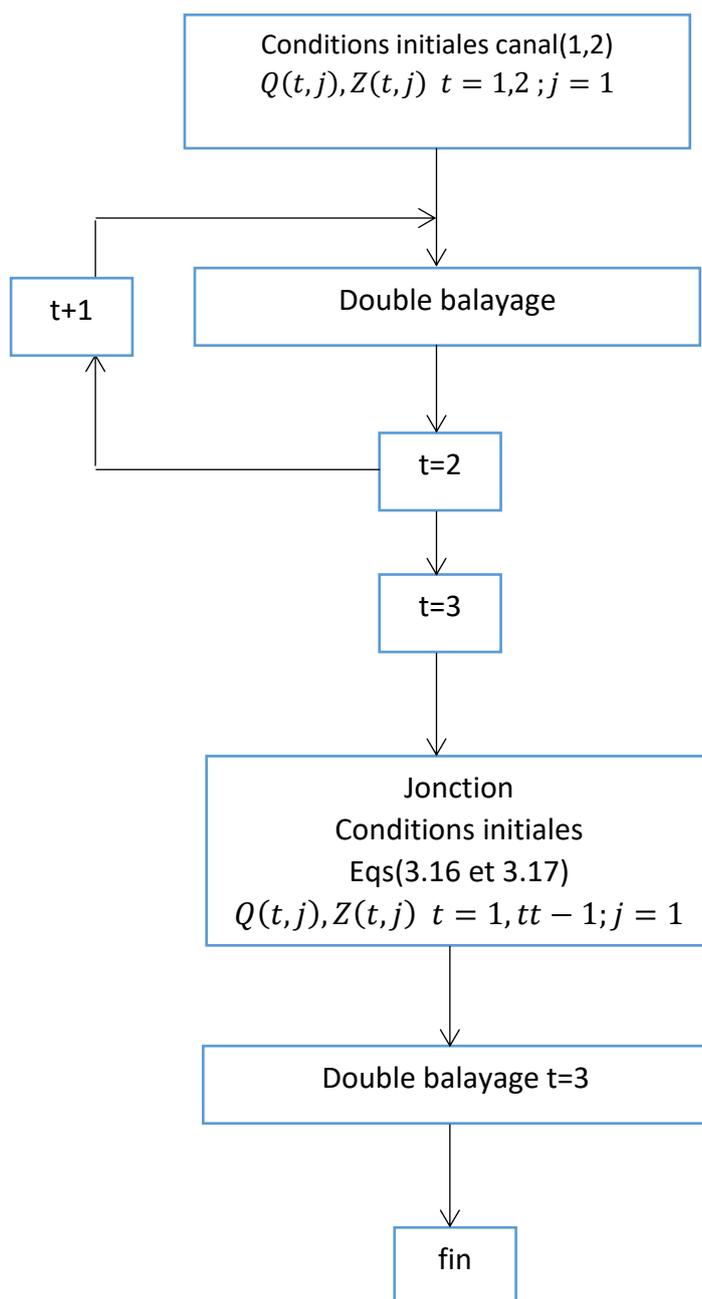


Figure 17 : Organigramme de calcul (double balayage + EWS)

III.3.3. Applications et résultats

Dans cette section nous présentons les résultats de la simulation de la propagation d'une onde de crue dans un système hydraulique formé par une puis deux jonctions avec le code de calcul réalisé avec Fortran.

Nous avons dans un premier temps étudié un système hydraulique avec une seule jonction constituée de trois branches B1 B2 et B3, B1 et B2 étant les branches amont et B3 la branche aval.

Dans ce système nous avons considéré en premier lieu des branches de mêmes longueurs et dans cette configuration nous avons mis en place un système long formé par des branches longues (**Figure 18a**) et un système court formé par des branches courtes (**Figure 18b**). En deuxième lieu nous avons considéré un système formé avec des branches amont de longueurs différentes (**Figure 18c**).

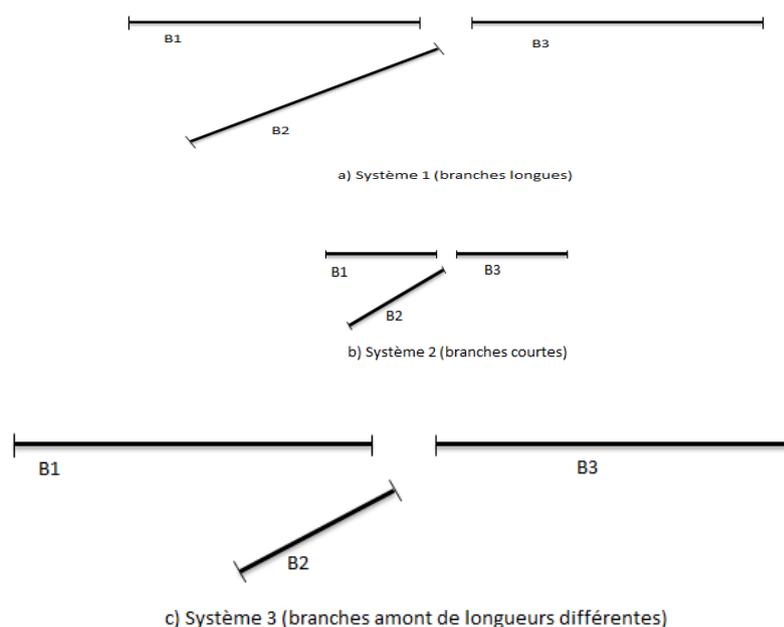


Figure 18: Schémas des systèmes hydrauliques formés par une jonction

Dans un deuxième temps nous avons étudié un système hydraulique comprenant deux jonctions : une première jonction formée par les branches B1 B2 B3 et une deuxième jonction formée par les branches B3 B4 et B5 (**Figure 19**).

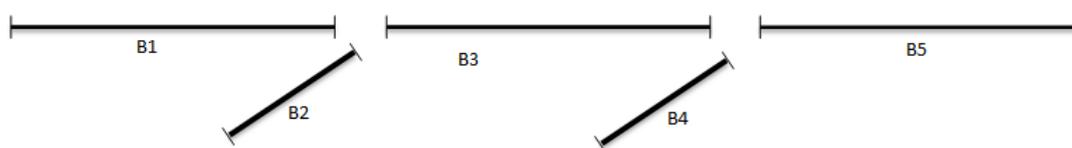


Figure 19 : Schémas du système hydraulique formé par deux jonctions

III.3.3.1. Caractéristiques géométrique et hydrauliques

Les caractéristiques géométriques et hydrauliques du système long (système 1) sont mises dans le **tableau 7**, celles du système court (système 2) dans le **tableau 8**, celles du système formé avec des branches amont de longueurs différentes (système 3) dans le **tableau 9** et celles du système formé par deux jonctions (système 4) dans le **tableau 10**.

Tableau 7 : Caractéristiques du système 1

Branche	Longueur (m)	Largeur (m)	Ks	Pente I
B1	150000	120	50	0,0001
B2	150000	120	50	0,0001
B3	150000	120	50	0,0001

Tableau 8 : Caractéristiques du système 2

Branche	Longueur (m)	Largeur (m)	Ks	Pente I
B1	75000	120	50	0,0001
B2	75000	120	50	0,0001
B3	75000	120	50	0,0001

Tableau 9 : Caractéristiques du système 3

Branche	Longueur (m)	Largeur (m)	Ks	Pente I
B1	150000	120	50	0,0001
B2	75000	120	50	0,0001
B3	150000	120	50	0,0001

Tableau 10 : Caractéristiques du système 4

Branche	Longueur(m)	Largeur(m)	Ks	Pente I
B1	150000	120	50	0.0001
B2	75000	120	50	0.0001
B3	150000	120	50	0.0001
B4	75000	120	50	0.0001
B5	150000	120	50	0.0001

III.3.3.2. Données d'entrées et paramètres numériques du modèle de jonction

Nous avons utilisé dans cette section les mêmes paramètres numériques (tableau 2), les mêmes conditions initiales, les mêmes conditions aux limites amont (tableaux 3, 4, et 5) et aval que dans la simulation de l'écoulement dans un canal rectangulaire réalisée dans le chapitre précédent.

III.3.3.3. Résultats et analyse

➤ Cas où toutes les branches sont de mêmes longueurs (système 1 et 2) :

- Hydrogramme simple

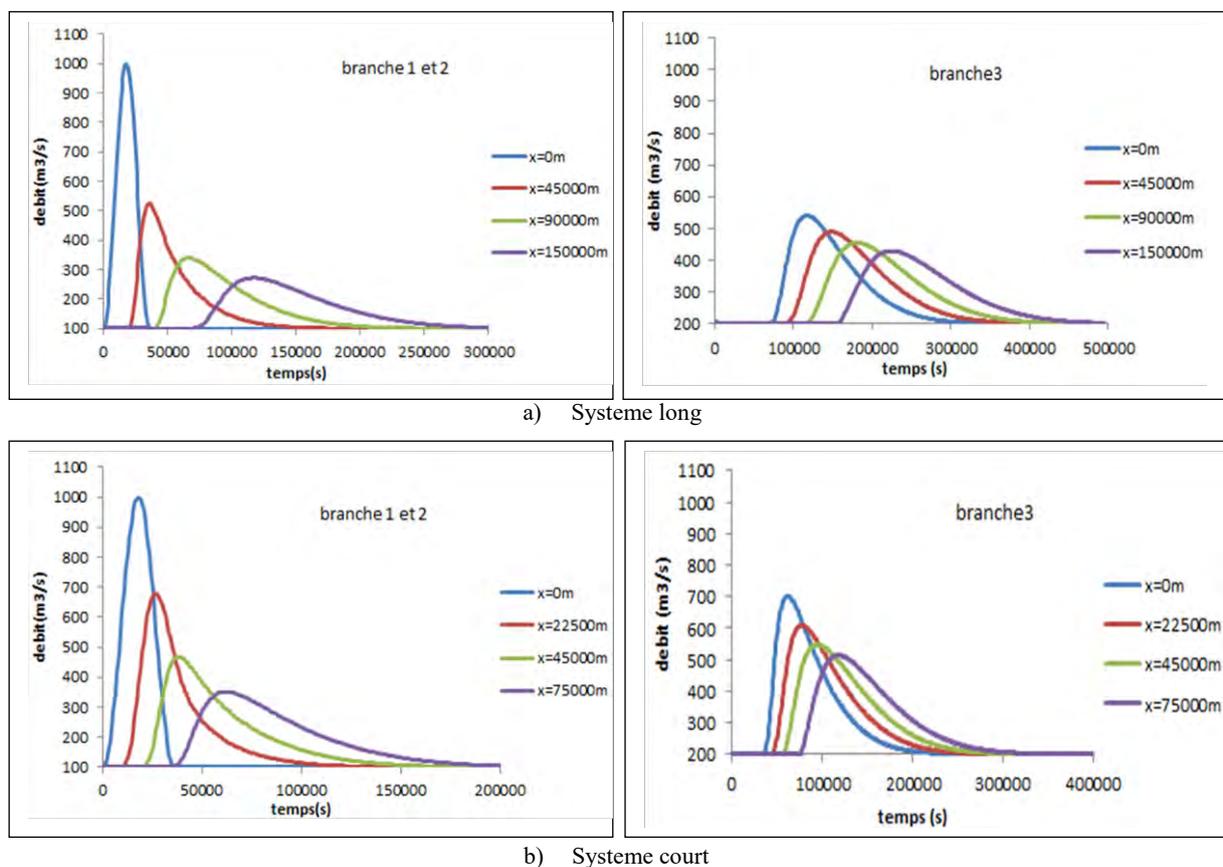


Figure 20 : Résultats de la propagation d'un hydrogramme simple dans les systèmes 1 et 2 avec notre code de calcul

Nous notons l'apparition des phénomènes qui accompagnent la propagation d'une crue : diffusion et dispersion causées par une diminution de l'énergie de l'onde due aux frottements le long de la branche, ce qui cause une augmentation du temps de montée, une diminution du débit de pointe et un étalement de l'hydrogramme. Dans le système long (figure 20a), il y a une forte diffusion dans les branches amont de la jonction et un étalement de la courbe à l'extrémité de ces branches. Dans la branche aval (**branche 3**) nous voyons bien la sommation des débits

amont à la dernière section, la diffusion est moins importante, ceci est due à l'augmentation du temps de base. En comparant les résultats de la **figure 20a et 20b** nous constatons aussi que la diffusion augmente avec la longueur des branches.

- Hydrogramme complexe à deux pointes symétriques (HC2)

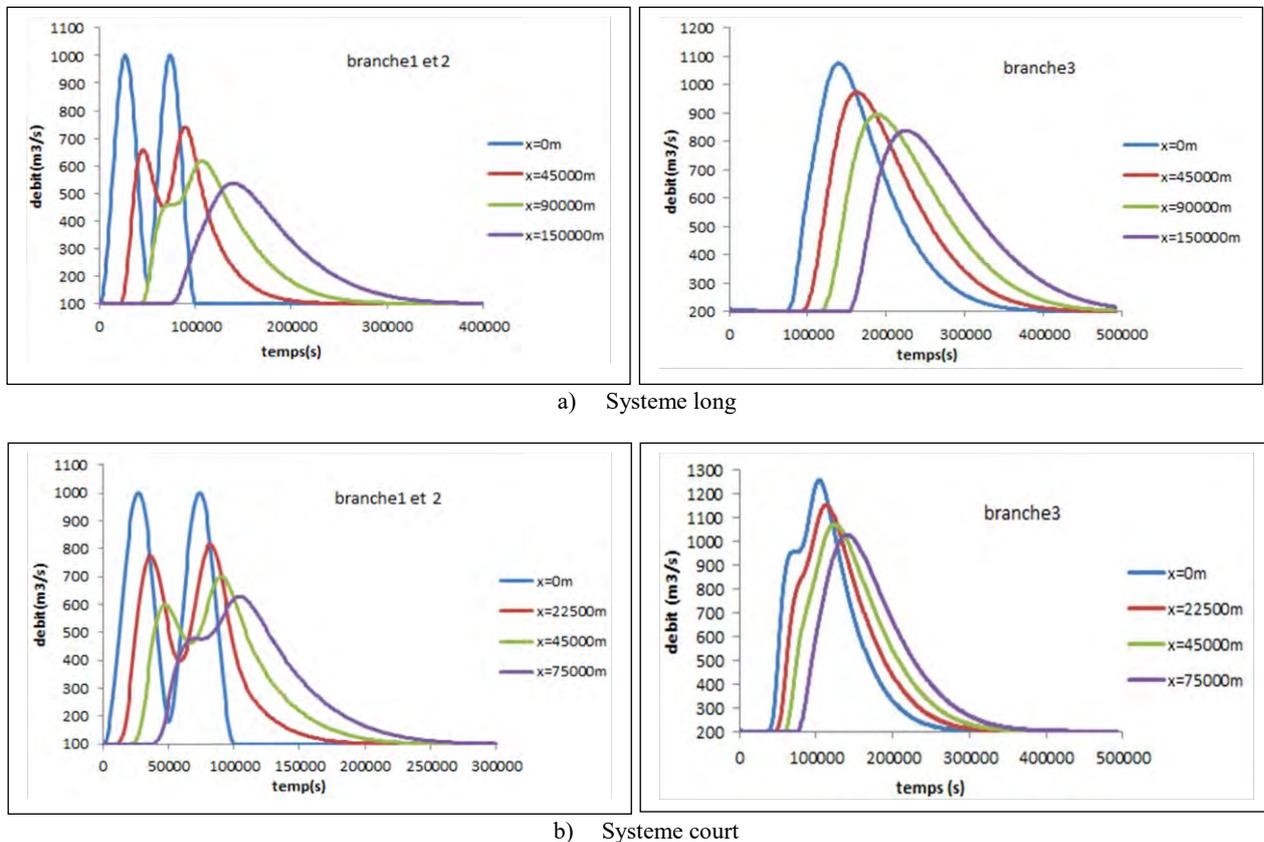


Figure 21 : Résultats de la propagation d'un HC2 dans les systèmes 1 et 2 avec notre code de calcul

Pour les hydrogrammes complexes à deux pointes symétriques la diffusion et la dispersion sont toujours présentes. Cette diffusion est plus importante pour la première pointe de crue dans les branches amont (**branches 1 et 2**). Sur la **figure 21a**, la première pointe est complètement laminée à l'extrémité des branches amont c'est pourquoi dans la **branche 3** nous ne notons pas un hydrogramme avec deux pointes. Sur la **figure 21b**, la première pointe n'est pas complètement laminée à la dernière section des branches amont (**branches 1 et 2**), de ce fait dans la **branche 3** nous remarquons un petit palier à la première section, qui représente la première pointe et qui disparaît au cours de la propagation. Le temps de base devient aussi supérieur à deux fois le temps d'une pointe de crue.

- Hydrogramme complexe à trois points décroissantes (HC3D)

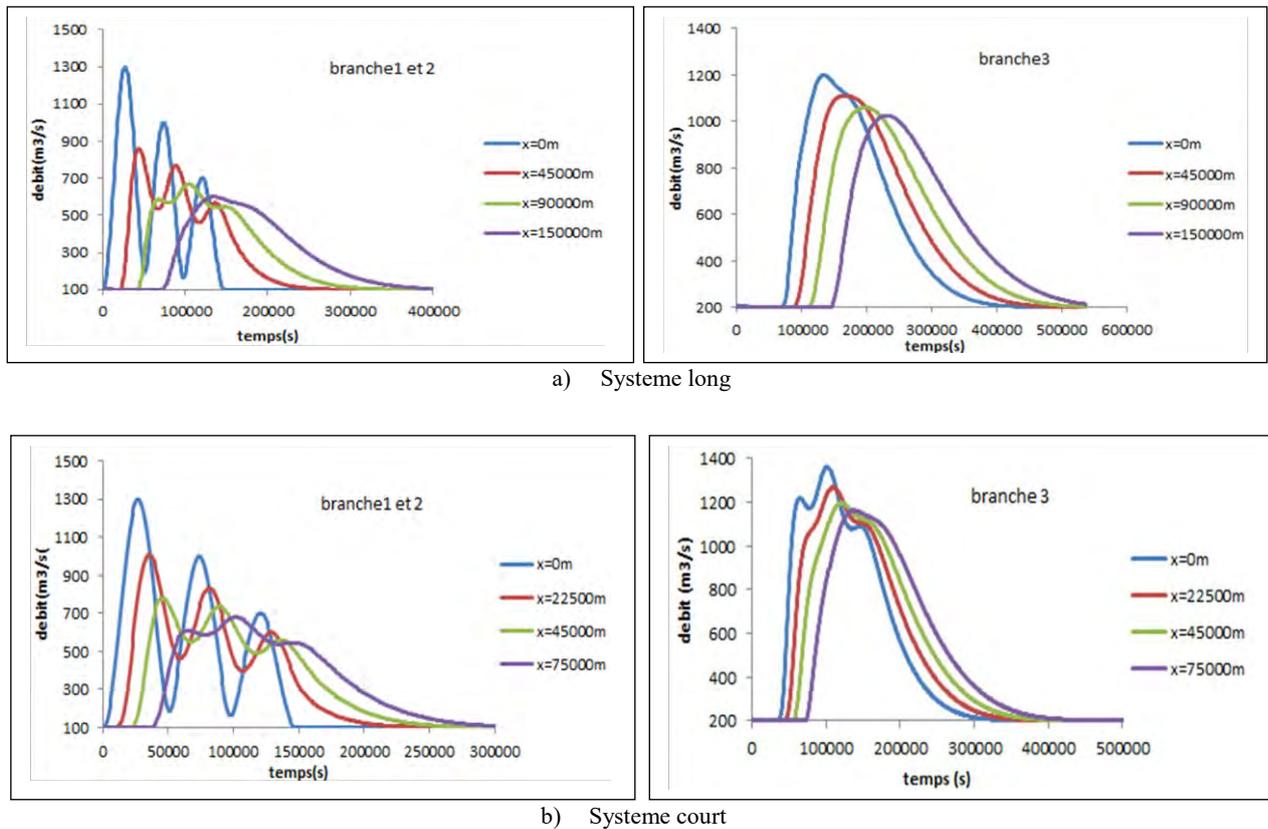


Figure 22 : Résultats de la propagation d'un HC3D dans les systèmes 1 et 2 avec notre code de calcul

Dans la propagation de l'hydrogramme complexe à trois points décroissantes nous notons d'abord la disparition de la troisième pointe puis de la première pointe dans les branches amont (**système long**). La troisième pointe étant plus petite que les autres pointes elle disparaît la première au lieu de la première pointe (figure 22a). Nous remarquons qu'ici aussi le temps de base devient supérieur à trois fois le temps de base d'une pointe de crue. Dans le **système court**, les pointes ne sont pas complètement laminées à la dernière section des branches amont (figure 22b), ce que nous retrouvons à la première section de la branche aval (branche 3).

➤ Cas où les branches ont des longueurs différentes (système 3)

• Hydrogramme simple

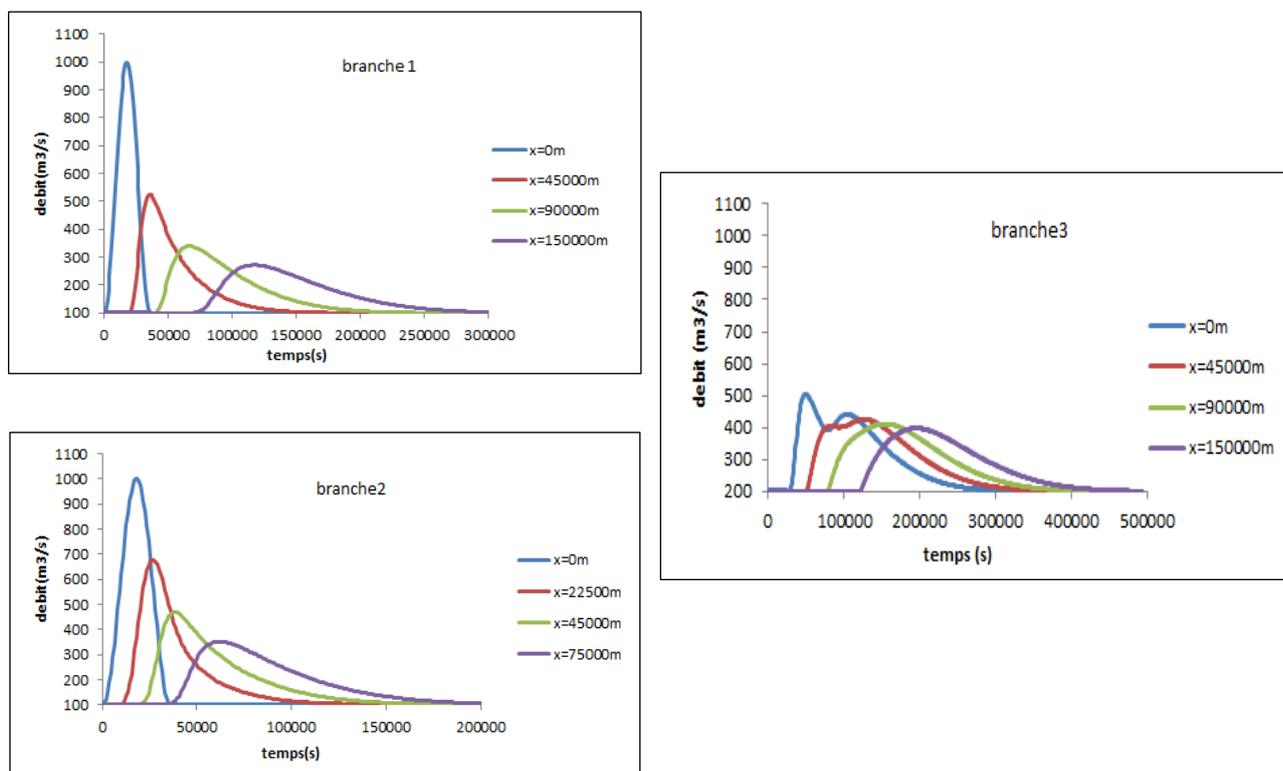


Figure 23 : Résultats de la propagation d'un hydrogramme simple dans le système 3 avec notre code de calcul

Dans cette application nous notons l'apparition de deux pointes dans la branche aval de la jonction alors que dans les branches amont nous avons un hydrogramme avec une seule pointe à la dernière section. Ceci est dû aux longueurs différentes que nous avons dans les branches amont et aux débits maximaux à la dernière section. C'est l'hydrogramme à la dernière section de la **branche 2** qui arrive le premier suivi de l'hydrogramme à la dernière section de la **branche 1** qui est plus amorti. La première pointe de la **branche 3** disparaît ensuite par diffusion suivant la longueur de la branche.

- Hydrogramme complexe à deux points symétriques (HC2)

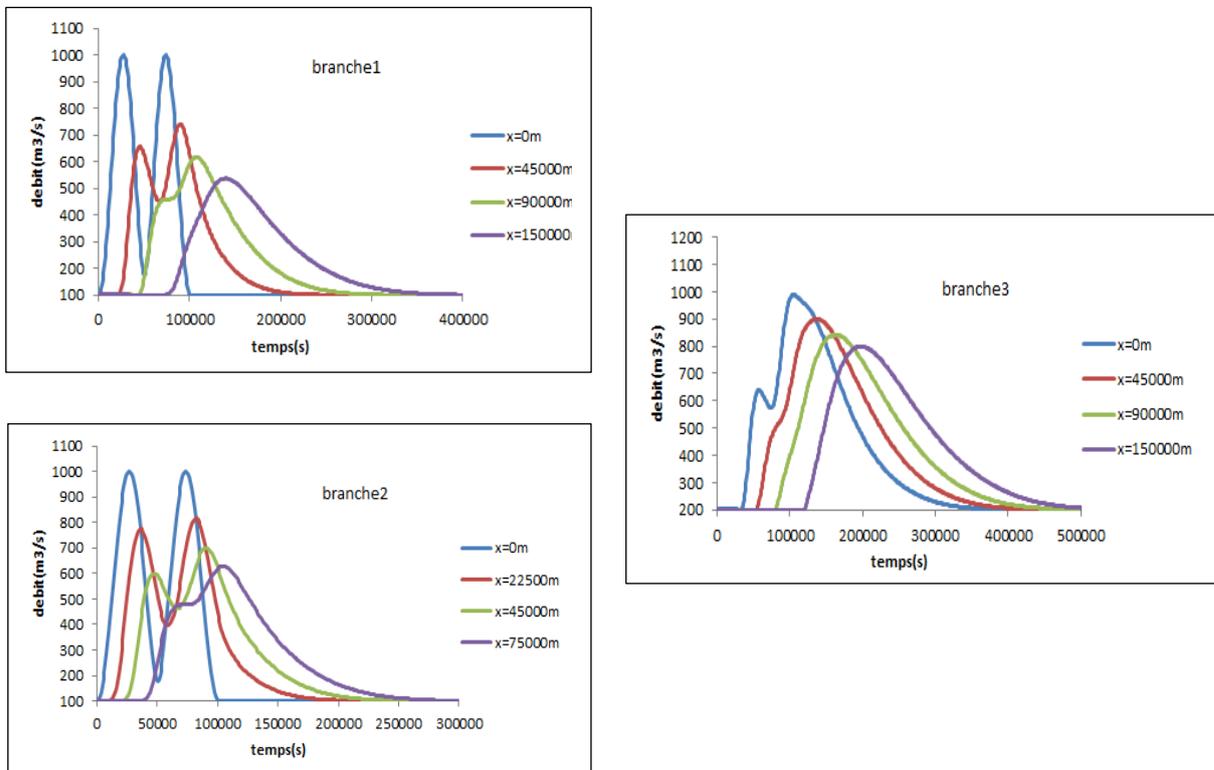


Figure 24 : Résultats de la propagation d'un HC2 dans le système 3 avec notre code de calcul

Nous notons les mêmes commentaires que pour le cas d'un hydrogramme simple. Après la jonction nous obtenons ici un hydrogramme complexe à deux pointes alors qu'à la dernière section des **branches amont 1 et 2**, nous avons des hydrogrammes presque simples. La première pointe de l'hydrogramme à la première section de la **branche 3** disparaît au cours de la propagation.

- Hydrogramme complexe à trois pointes décroissantes (HC3D)

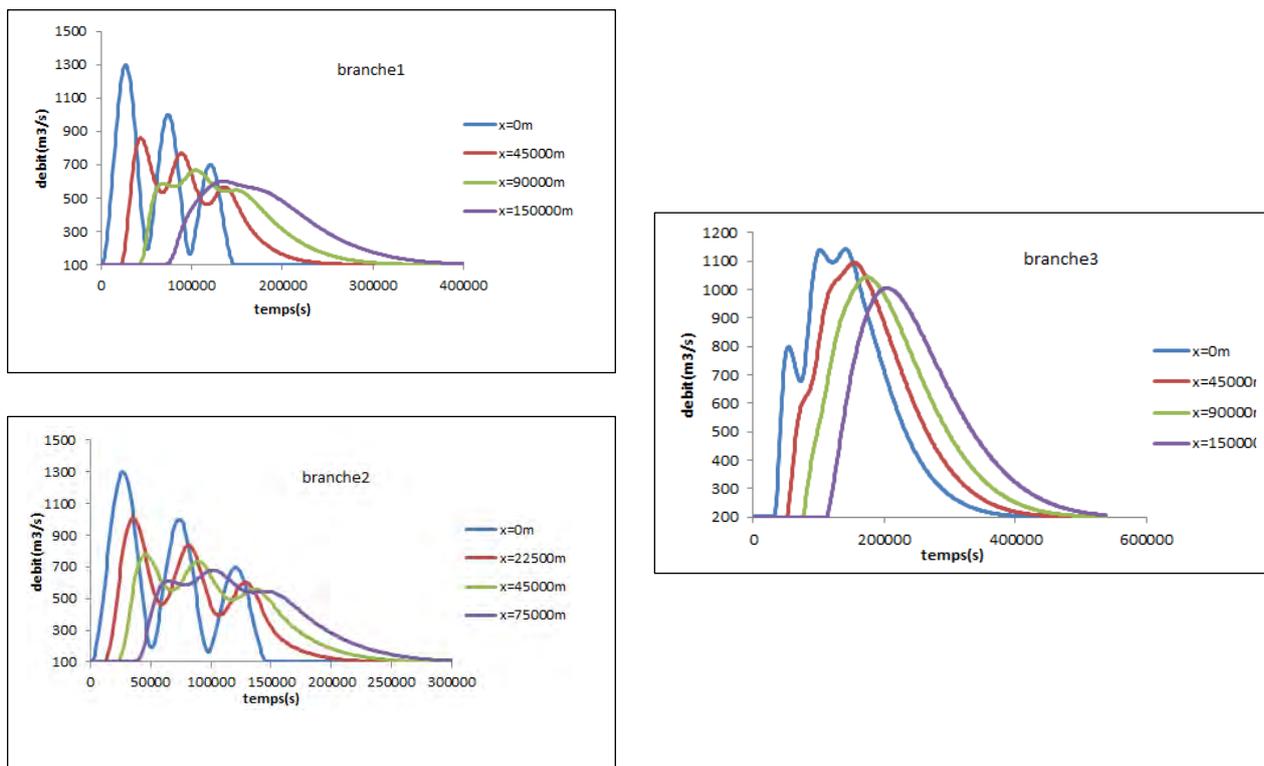
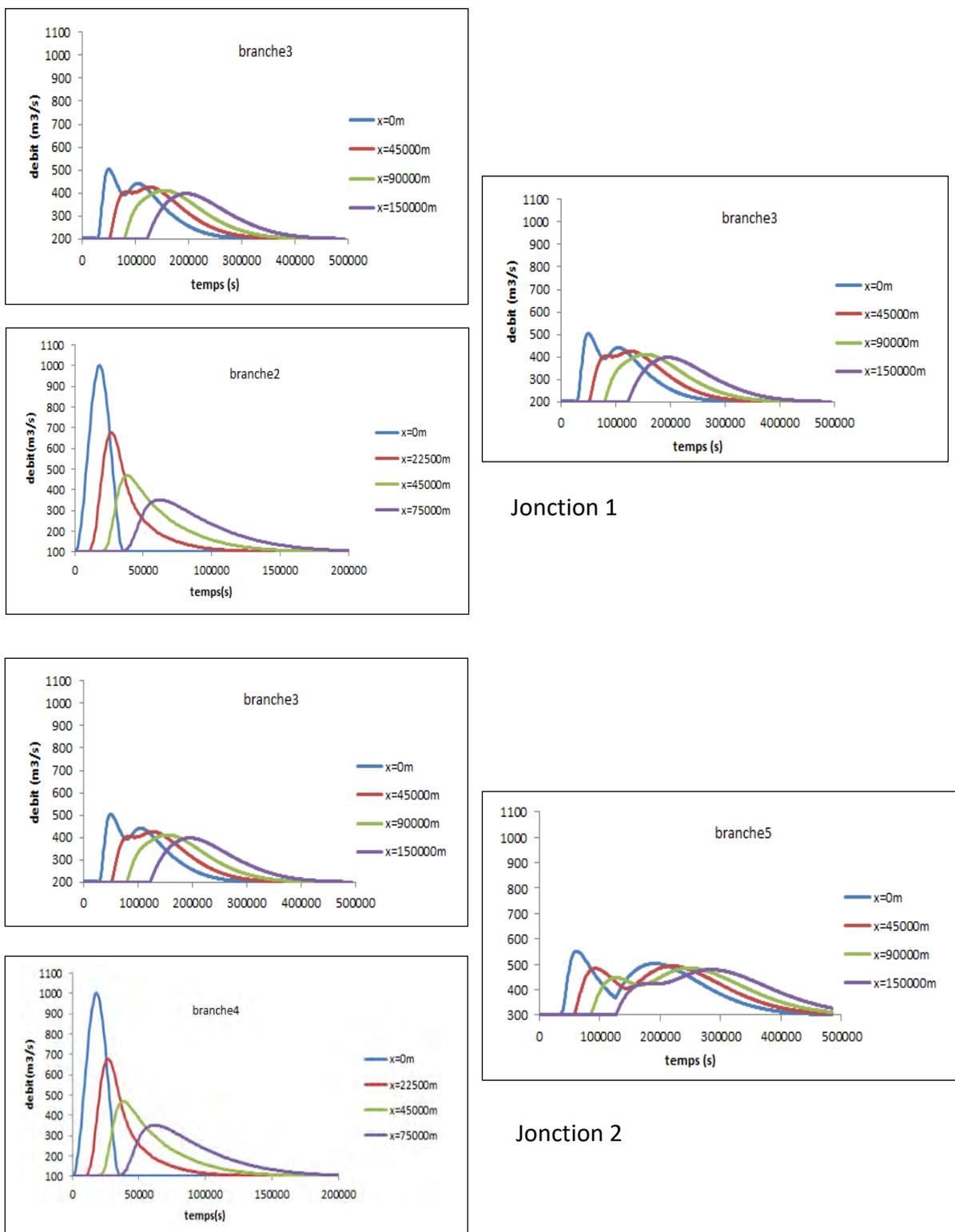


Figure 25 : Résultats de la propagation d'un HC3D dans le système 3 avec notre code de calcul

Nous notons ici aussi les mêmes commentaires que pour la propagation d'un hydrogramme complexe à deux pointes. Nous nous retrouvons avec un hydrogramme complexe à trois pointes à l'aval de la jonction.

➤ Cas où nous avons un système hydraulique avec deux jonctions (système 4)

Nous nous limiterons à un hydrogramme simple.



Jonction 1

Jonction 2

Figure 26 : Résultats de la propagation d'un hydrogramme simple dans le système hydraulique avec deux jonctions avec notre code de calcul

Les **branches 1 et 2** forment les branches amont de la première jonction, la **branche 3** et la **branche 4** forment les branches amont de la deuxième jonction. Nous obtenons dans la branche aval du système hydraulique (**branche 5**) un hydrogramme à deux pointes dissymétriques. La première pointe s'atténue au cours de la propagation mais reste toujours visible à la fin de la branche aval du système hydraulique (Figure 26).

III.3.4. Conclusion

Dans la simulation d'un hydrogramme simple ou complexe à travers un système hydraulique comprenant des jonctions nous notons toujours les phénomènes qui accompagnent la propagation des crues : la diffusion et la dispersion. Cette diffusion a tendance à diminuer à la sortie d'une jonction. Nous pouvons l'expliquer par l'augmentation du temps de base (étalement de l'hydrogramme). La conservation de la complexité de l'hydrogramme ne se fait ici qu'avec des branches de longueurs courtes mais nous nous retrouvons toujours à l'aval de la jonction avec un hydrogramme simple. Quand nous avons des branches de mêmes longueurs, la jonction ne joue pas un rôle sur la forme de l'hydrogramme à la sortie mais elle peut jouer sur l'amplitude de l'hydrogramme alors que pour les branches de longueurs différentes, elle joue un rôle sur la forme de l'hydrogramme à la sortie et bien entendu sur l'amplitude aussi.

Dans ce qui suit la même application sera faite avec le logiciel HecRas afin de faire une comparaison des résultats obtenus par le code de calcul numérique que nous avons proposé ci-dessus.

III.4. Résolution numérique de la jonction avec le logiciel HecRas

Les jonctions dans les réseaux hydrauliques peuvent être modélisées suivant deux méthodes sur HecRas. La première méthode est basée sur l'équation de l'énergie et l'autre est basée sur l'équation de la quantité de mouvement. Ainsi HecRas peut résoudre les 6 cas possibles suivant la nature de l'écoulement dans les branches (Brunner, 2010). Nous présentons dans ce qui suit les modèles de jonction utilisés dans ce logiciel.

III.4.1. Méthode basée sur l'équation de l'énergie

La méthode basée sur l'équation de l'énergie résout les hauteurs d'eau au niveau de la jonction en effectuant des calculs par la méthode standard avec l'équation suivante (Brunner, 2010) :

$$Z_{02} + h_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} = Z_{01} + h_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} + h_e \quad 3.18$$

➤ Cas d'une Confluence fluviale

La combinaison des écoulements est illustrée sur la figure 27. Les calculs de débit sont effectués jusqu' en amont de la branche 3. À partir de là, les calculs sont effectués séparément à travers la jonction pour chacun des deux branches amont. La hauteur de l'eau à la branche 1, station 4.0 est calculée en effectuant un bilan énergétique de la station 3.0 à 4.0. Les pertes par friction sont basées sur la longueur de la station 4.0 à 3.0 et la pente moyenne de frottement entre les deux sections. Les pertes par contraction ou expansion sont également évaluées à travers la jonction. La hauteur de l'eau dans la branche 2 est calculée de la même manière.

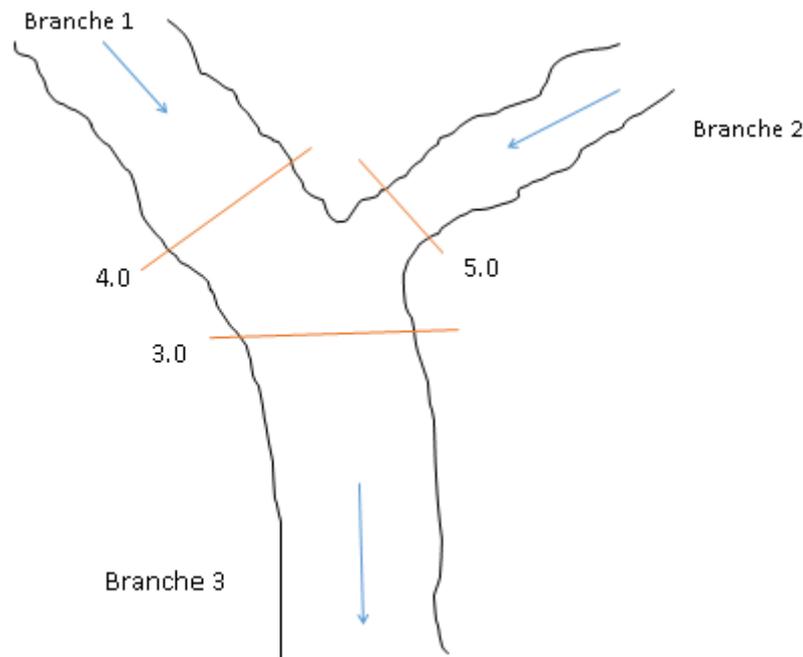


Figure 27 : Illustration de la confluence avec les stations (HecRas)

L'équation de l'énergie de la station 3.0 à la station 4.0 s'écrit ainsi :

$$Z_{04} + h_4 + \frac{\alpha_4 V_4^2}{2g} = Z_{03} + h_3 + \frac{\alpha_3 V_3^2}{2g} + L_{4 \rightarrow 3} \bar{S}_{f_{4 \rightarrow 3}} + C \left| \frac{\alpha_4 V_4^2}{2g} - \frac{\alpha_3 V_3^2}{2g} \right| \quad 3.19$$

➤ Cas d'une défluence fluviale

Le profil de la hauteur de l'eau est calculé pour les branches 2 et 3, jusqu'aux stations fluviales 2.0 et 3.0 (voir la figure 28). Le programme calcule alors la force spécifique aux deux endroits.

La section transversale avec la plus grande force spécifique est utilisée comme la limite aval pour le calcul de la surface de l'eau à travers la jonction à la station fluvial 4.0. Par exemple, si la section 3.0 avait une plus grande force que celle de la section 2.0, le programme ferait le calcul de la station 3.0 à la station 4.0 afin d'obtenir la hauteur de l'eau à la station 4.0.

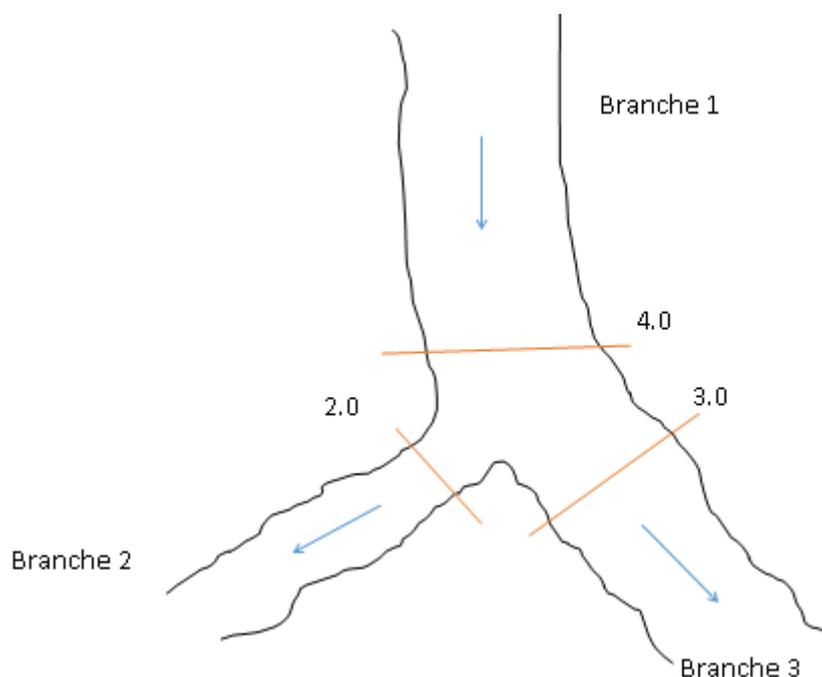


Figure 28 : Illustration de la défluence avec les stations (HecRas)

Idéalement, il serait préférable d'effectuer le calcul de la station 2.0 à 4.0 et aussi de la station 3.0 à 4.0, puis faire la comparaison au même endroit. Étant donné que le programme calcule une énergie à la station 4.0, l'utilisateur doit comparer les énergies aux sections transversales aval. Cette procédure suppose que les sections transversales autour de la jonction sont très proches.

III.4.2. Méthode basée sur l'équation de la quantité de mouvement

L'utilisateur peut choisir une méthode basée sur la quantité de mouvement pour résoudre la jonction. Comme décrit Auparavant, il y a six conditions d'écoulement possibles à la jonction. La méthode fondée sur la quantité de mouvement utilise la même logique que la méthode basée sur l'énergie pour résoudre le problème de jonction. La seule différence c'est qu'elle résout les hauteurs d'eau au niveau de la jonction avec l'équation de la quantité de mouvement (Brunner, 2010).

L'équation de la quantité de mouvement est formulée de telle sorte qu'elle peut tenir compte des angles auxquels les tronçons entrent ou sortent au niveau de la jonction.

$$(P_u + \beta_u Q_u V_u) \cos \theta_u + (P_l + \beta_l Q_l V_l) \cos \theta_l + \rho g \sin \alpha + F_f + R = P_d + \beta_d Q_d V_d \quad 3.20$$

Pour utiliser la méthode basée sur la quantité de mouvement, l'utilisateur doit donc fournir l'angle de jonction. Un exemple de combinaison d'écoulement est représenté dessous à la Figure 29. Dans cet exemple chaque angle est pris à partir d'une ligne perpendiculaire à la section 3,0 de la branche 3.

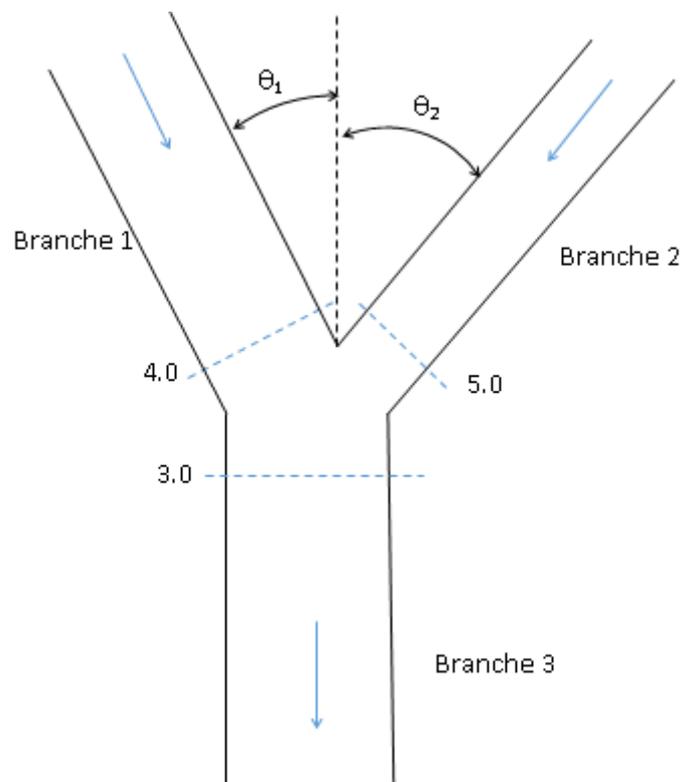


Figure 29 : Confluence avec angle pour l'application du modèle basé sur le moment (HecRas)

Pour le régime fluvial, la hauteur d'eau est calculée jusqu'à la section 3.0 de la branche 3. Si la méthode de la quantité de mouvement est sélectionnée, le programme résout les hauteurs d'eau aux sections 4.0 et 5.0 en effectuant la conservation de la quantité de mouvement à travers la jonction suivant la direction de la branche 3. L'équation s'écrit comme suit :

$$SF_{3.0} = SF_{4.0} \cos \theta_1 - F_{f4-3} + W_{x4-3} + SF_{5.0} \cos \theta_2 - F_{f5-3} + W_{x5-3} \quad 3.21$$

où $SF_{i,j}$ représente la force spécifique entre les sections i et j :

$$SF_{i,j} = \frac{\beta Q^2}{g S} + S \bar{h} \quad 3.22$$

Les forces de frottement et de poids sont calculées en deux segments. Par exemple, les forces de frottement et de poids entre les sections 4.0 et 3.0 sont basés sur l'hypothèse que le centre de

la jonction est la moitié de la distance entre les deux sections. La première partie des forces est calculée à partir de la section 4.0 jusqu'au centre de gravité de la jonction en utilisant la zone à la section transversale 4.0. La seconde partie des forces est calculée à partir du centre de la jonction à la section 3.0, en utilisant la section 3.0. Les équations pour calculer ces forces pour sont les suivantes (Brunner, 2010) :

- Force de frottement

$$F_{f_{4 \rightarrow 3}} = \bar{S}_{f_{(4 \rightarrow 3)}} \frac{L_{4-3}}{2} S_4 \cos \theta_1 + \bar{S}_{f_{(4 \rightarrow 3)}} \frac{L_{4-3}}{2} S_3 \frac{Q_4}{Q_3} \quad 3.23$$

$$F_{f_{5 \rightarrow 3}} = \bar{S}_{f_{(5 \rightarrow 3)}} \frac{L_{5-3}}{2} S_5 \cos \theta_2 + \bar{S}_{f_{(5 \rightarrow 3)}} \frac{L_{5-3}}{2} S_3 \frac{Q_5}{Q_3} \quad 3.24$$

- Force due au poids

$$W_{x_{4 \rightarrow 3}} = \bar{S}_{0_{(4 \rightarrow 3)}} \frac{L_{4-3}}{2} S_4 \cos \theta_1 + \bar{S}_{0_{(4 \rightarrow 3)}} \frac{L_{4-3}}{2} S_3 \frac{Q_4}{Q_3} \quad 3.25$$

$$W_{5 \rightarrow 3} = \bar{S}_{0_{(5 \rightarrow 3)}} \frac{L_{5-3}}{2} S_5 \cos \theta_2 + \bar{S}_{0_{(5 \rightarrow 3)}} \frac{L_{5-3}}{2} S_3 \frac{Q_5}{Q_3} \quad 3.26$$

Pour résoudre l'équation de la quantité de mouvement (3.21) par exemple, les hypothèses suivantes sont formulées (Brunner, 2010) :

- Les hauteurs d'eau aux sections 4.0 et 5.0 sont résolues simultanément et sont supposés égaux entre eux. C'est une approximation grossière, mais elle est nécessaire pour résoudre l'équation (3.21). En raison de cette hypothèse, les sections transversales autour de la jonction doivent être très proches afin de minimiser l'erreur associée à cette hypothèse.
- La zone utilisée à la section 3.0 pour les forces de frottement et les forces dues au poids est répartie entre les deux branches amont en utilisant un débit pondéré. Cela est nécessaire pour ne pas doubler le volume d'écoulement et la surface de frottement.

La méthode basée sur l'équation de l'énergie sera utilisée dans cette section pour faire la simulation de l'écoulement car elle est plus proche du modèle que nous avons utilisé dans notre code de calcul.

III.4.3. Comparaison des résultats obtenus pour la jonction

La simulation de la propagation des hydrogrammes simple et complexes dans la jonction avec le logiciel HecRas s'est faite seulement sur le système hydraulique long (Figure 18a) et avec le modèle de jonction basé sur la conservation de l'énergie. Les mêmes paramètres hydrauliques ainsi que les mêmes conditions aux limites amont et aval ont été adoptés. Les hydrogrammes à l'aval de la jonction obtenus avec le code que nous avons développé et ceux de HecRas sont représentés sur les figures suivantes et la comparaison se fait toujours suivant les mêmes critères locaux (équations 2.86 et 2.87) et global (équation 2.88) utilisés au chapitre II.

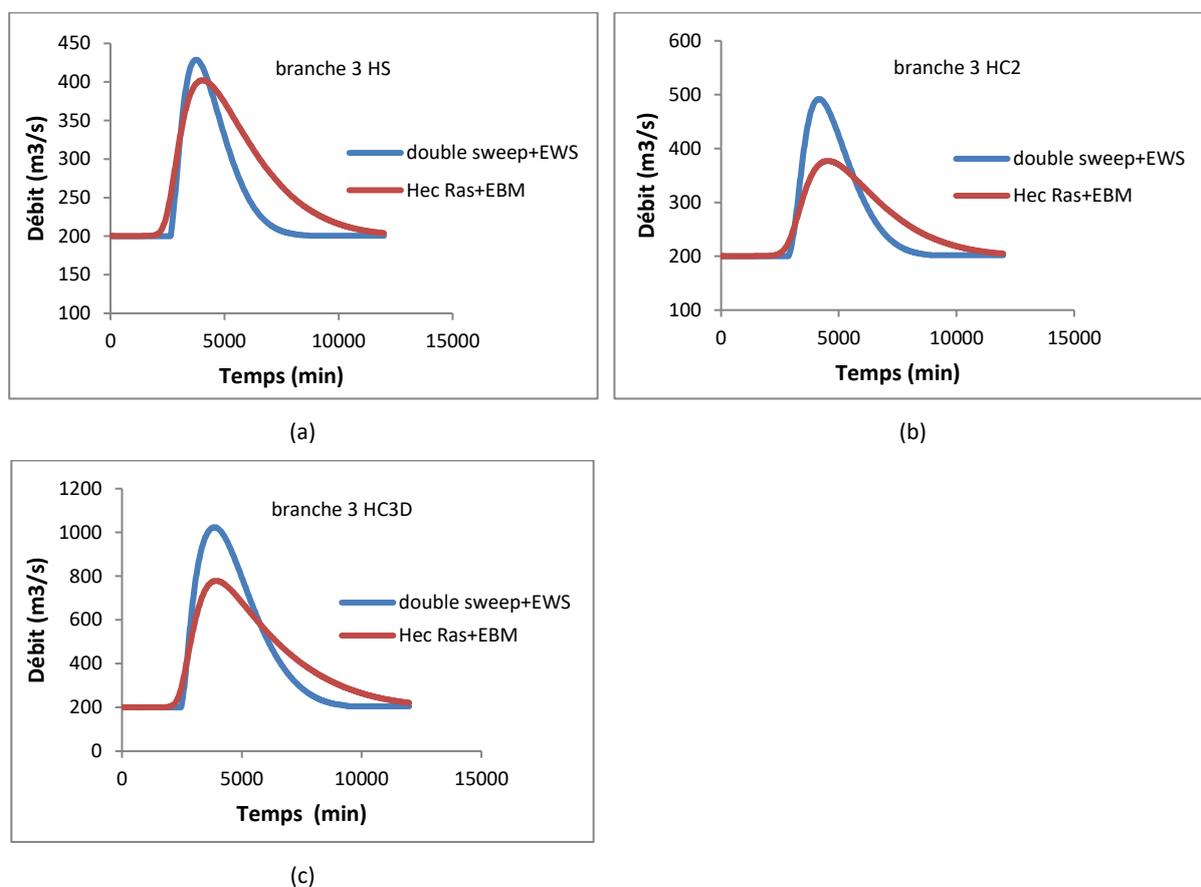


Figure 30 : Comparaison des hydrogrammes à l'aval de la jonction

Tableau 11 : Caractéristiques locales (RPE et RVE) et globale (Nash) à l'aval de la jonction

	Hydrogramme	RPE	RVE	Nash
Code numérique développé / HecRas	HS	-0.064	0.056	0.64
Code numérique développé / HecRas	HC2	-0.302	0.028	0.52
Code numérique développé / HecRas	HC3D	-0.314	-0.002	0.69

La figure 30 montre une différence nette entre les hydrogrammes en aval de la jonction obtenue avec l'égalité de la surface de l'eau (EWS) et celui obtenu par le modèle basé sur l'énergie (EBM) : le modèle de jonction EWS surestime le débit de pointe et diminue le temps de base des hydrogrammes par rapport au modèle basé sur l'EBM. Nous pouvons voir dans le tableau que RPE est négatif et significatif par rapport à RVE, le volume est légèrement le même pour les deux approches, et le critère de Nash est relativement faible mais dépasse quand même les 50% (tableau 11).

Nous notons également que l'effet de translation est plus important dans le modèle EWS, alors que l'atténuation naturelle de l'hydrogramme en aval de la jonction est bien reproduite avec EBM (Figure 30). Une justification théorique de ce fait est réalisée en comparant l'équation (3.18) pour EBM et (3.16) pour EWS : il semble que la principale différence dans le modèle des hydrogrammes en aval de la jonction entre EWS et EBM est due à la perte cinétique et à la perte par frottement à la jonction. Ces termes sont précisément ceux qui conduisent à l'atténuation de l'hydrogramme naturel observé lors de la propagation de l'onde de crue. Il est évident que négliger ces deux termes entraîne un impact sur la forme de l'hydrogramme à aval de la jonction. Cela montre que le modèle EWS est moins adapté que l'EBM pour la jonction. Les méthodes simplifiées n'ont généralement pas la précision d'une procédure de résolution basée sur l'équation complète. Ils peuvent donner des résultats suffisamment précis lorsque toutes les hypothèses sont bien définies et respectées.

III.5. Conclusion

La jonction dans les réseaux hydrauliques est représentée par deux types de modèles : la conservation de la masse et de l'énergie ou la conservation de la masse et de la quantité de mouvement. Les modèles fondés sur la masse et la conservation de l'énergie sont plus faciles à mettre en œuvre car ils évitent de résoudre des équations numériquement non linéaires. Lorsque le flux est sous-critique, le modèle de conservation de la masse et de l'énergie peut être approximé par le modèle de l'égalité d'eau tel qu'utilisé dans de nombreux logiciels. Dans ce chapitre, nous avons comparé le modèle de l'égalité des hauteurs d'eau (EWS) et le modèle basé sur l'énergie (EBM) pour la jonction. Nous avons résolu numériquement les équations de Saint-Venant en utilisant le schéma implicite à quatre points de Preissmann pour la discrétisation et la méthode du double balayage dans les canaux de la jonction et nous avons validé avec succès les résultats en utilisant HecRas dans les mêmes conditions. Nous avons comparé deux modèles de jonction basés sur la conservation de la masse et de l'énergie : le modèle de l'égalité des

hauteurs d'eau (EWS) et le modèle basé sur l'énergie (EBM) dans le logiciel HecRas. La comparaison des hydrogrammes en aval de la jonction montre que l'EBM reproduit mieux la dispersion et la diffusion rencontrées dans la propagation naturelle de l'onde de crue dans la rivière ou les canaux. En analysant les équations régissant les deux modèles de jonction, il semble que cela puisse être dû au fait que le modèle basé sur EWS néglige l'énergie cinétique et les pertes par frottement. En conclusion, bien que beaucoup plus facile à mettre en œuvre, le modèle de jonction basé sur l'égalité de la surface de l'eau est moins adapté dans les réseaux de canaux. Cependant il peut être utilisé pour avoir un aperçu lors d'un éventuel dimensionnement de réseau de canaux.

Ce chapitre nous a permis de comprendre le fonctionnement des logiciels et les équations mises en jeu sur des exemples de réseaux de canaux simples. De nos jours la majorité des hydrauliciens utilise des logiciels pour gagner du temps dans leurs travaux. Dans le chapitre qui suit nous allons donc faire la simulation de l'écoulement dans le réseau d'assainissement de Dalifort avec un nouveau logiciel pour étudier le fonctionnement hydraulique des réseaux avec jonctions.

*Chapitre IV : Modélisation du
fonctionnement hydraulique du
réseau d'assainissement de
Dalifort avec le logiciel
GeoHecRas*

Chapitre IV : Modélisation du fonctionnement hydraulique du réseau d'assainissement de Dalifort avec le logiciel GéoHecRas

IV.1. Introduction

Le Sénégal connaît depuis quelques années des inondations récurrentes dans la vallée du fleuve Sénégal, et en milieu urbain (Dakar, Saint-Louis, Kaolack, Ziguinchor...). Ces phénomènes naturels, résultent de l'effet combiné de la recrudescence des précipitations, des événements extrêmes et du changement climatique qui sévit dans le monde (Descroix L. et al., 2015 ; Ndione, 2014). Cependant, son ampleur catastrophique et destructive est généralement imputée à l'homme.

Dans la banlieue dakaroise, la genèse de ces inondations a fait l'objet de nombreuses études. Il en ressort que les causes sont multiples et complémentaires dans leurs effets. On peut citer entre autres :

- le surcroît de pluviométrie constaté ces dernières années
- l'endoréisme de la zone est une donnée morphologique bien établie
- la remontée de la nappe
- l'imperméabilisation des sols concomitante avec l'accroissement de l'occupation de l'espace participe à l'augmentation classique des débits de ruissellement avec l'urbanisation
- l'occupation non contrôlée de l'espace qui aurait dû rester non aedificandi
- l'absence de réseaux de collecte aussi bien primaires que secondaires
- le manque d'entretien de quelques linéaires existant rappelle les contraintes de maintenance

Le gouvernement du Sénégal a mis en place le Plan Directeur De Drainage (PDD) qui est une composante du PROGEP (Programme de Gestion des Eaux Pluviales). Ce projet a permis de doter la ville de Dakar d'un outil de planification et de gestion des eaux. Il contient les grandes orientations stratégiques d'assainissement liquides à moyen et à long terme à Dakar et sert ainsi de cadre technique et institutionnel pour les acteurs qui œuvrent autour des problèmes liés à la gestion des eaux usées et pluviales (Rapport PDD, 2011).

L'objectif de ce projet est de mettre au point une planification des ouvrages structurants à programmer afin de lutter contre les inondations qui se sont aggravées dans la périphérie de Dakar. Cette planification est relative aux ouvrages structurants, c'est-à-dire qu'en complément

de cette ossature, des ouvrages de niveau secondaire ou tertiaire devront être réalisés. Elle concerne plusieurs zones de la banlieue de Dakar, dont la zone de Dalifort qui fait partie des zones les plus touchées par les inondations à Dakar. Après la mise en place du projet et sa réalisation, Dalifort a été doté d'un système d'assainissement en vue de limiter les dégâts causés par les inondations.

Nous avons choisi dans ce chapitre cette zone afin de faire l'étude du fonctionnement hydraulique du système d'assainissement qui sera l'application de la modélisation des écoulements dans les systèmes hydrauliques avec jonctions. Cette étude sera faite sur deux différents dimensionnement du réseau d'assainissement de Dalifort : le dimensionnement du rapport 1 du PROGEP sorti en 2011 et celui du rapport 2 sorti en 2012 (Groupement SGI, 2011 ; Lahmeyer International, 2012). La simulation se fera avec le logiciel GeoHecRas en régime permanent et non permanent. Nous allons d'abord introduire la notion d'assainissement en général.

IV.2. L'assainissement

L'assainissement a pour objet l'évacuation des eaux usées et des eaux pluviales par des dispositifs compatibles avec les exigences de la santé publique et de l'environnement. L'assainissement a pris une importance considérable au cours des 20 dernières années et s'inscrit aujourd'hui dans la politique de développement de la protection de l'environnement. L'hygiène et l'élimination des nuisances liées à l'eau sont à l'origine du concept actuel des ouvrages de drainage, basé sur l'évacuation rapide des écoulements. Le rôle d'un réseau d'assainissement est donc d'assurer la protection des biens matériels et humains contre les inondations, permettre la protection de la santé publique et préserver l'environnement en l'occurrence le milieu naturel contre les rejets des eaux usées.

IV.2.1. Systèmes de réseaux d'assainissement

Les ouvrages d'assainissement sont organisés sous formes de réseaux convergeant vers un exutoire. Les ramifications des réseaux sont, en termes d'aménagement, hiérarchisées en 3 niveaux :

- tertiaire, pour les ouvrages assurant le drainage des bâtiments ou des pâtés de maison
- secondaire, à l'échelle d'un quartier
- primaire, pour les principaux collecteurs qui recueillent les écoulements à l'échelle d'un bassin de plusieurs dizaines, voire centaines, d'hectares.

Les types d'ouvrages réalisés dépendent principalement de leur modernité et des ressources financières des villes concernées. Leurs caractéristiques présentent les variantes suivantes :

- canaux, conduites ou thalwegs naturels,
- ouvrages à ciel ouvert, recouverts de dalles ou enterrés,
- parois cimentées, empierrées ou naturelles,
- capture des écoulements par grilles de fonte, bouches verticales ou capture naturelle.

On distingue 3 types de système de réseau :

- Le système séparatif, il consiste à réserver un réseau à l'évacuation des eaux usées domestiques (eaux vannes et eaux ménagères) et sous certaines réserves de certains effluents industriels alors que l'évacuation de toutes les eaux météoriques (eaux pluviales) est assurée par un autre réseau. C'est le type de système qui est recommandé : il assure une gestion distincte des eaux suivant quelles doivent ou non faire l'objet d'un traitement avant leur rejet. Dans cette hypothèse, vous ne pouvez pas rejeter vos eaux de pluie dans les eaux usées.
- Le système unitaire, l'évacuation de l'ensemble des eaux usées et pluviales est assurée par un seul réseau généralement pourvu de déversoirs d'orages permettant en cas d'orage le rejet direct, par surverse, d'une partie des eaux dans le milieu naturel. Ce type de réseau n'est autorisé que si le mélange des eaux n'entraîne pas de problème d'épuration. Par ailleurs, cela suppose un dispositif permettant de réguler le flux envoyé vers le système de traitement en cas de fortes pluies.
- Le système pseudo-séparatif ou mixte, c'est un système constitué suivant les zones en partie d'un système unitaire et d'un système séparatif. Ce système consiste à réaliser un réseau séparatif particulier dans lequel il est admis que le réseau d'évacuation des eaux usées reçoit une fraction d'eau pluviale, à savoir les eaux de toiture et cours intérieurs, et le réseau d'évacuation d'eau pluviale sera réduit à la collecte des eaux de ruissellement sur les chaussées et du bassin versant par drainage.

IV.2.2. Configurations des réseaux d'assainissement

Les réseaux d'évacuation revêtent des dispositions très diverses. Cependant le schéma de configuration se rapproche très souvent de l'un des 5 types suivants (figure 31) :

- Schéma perpendiculaire au cours d'eau :

Avec ses multiples débouchés transversalement à la rivière et l'orientation de ses artères dans le sens des pentes, il représente le prototype des réseaux pluviaux en système séparatif. C'est aussi très souvent celui des villes et des communes rurales qui ne se préoccupent que de l'évacuation par les voies les plus économiques et les plus rapides, sans avoir le souci d'un assainissement efficace des eaux rejetées.

- Schéma par déplacement latéral ou à collecteur latéral :

Il est plus simple par rapport aux systèmes qui reportent le déversement de l'effluent à l'aval de l'agglomération. Dans ce sens, il reprend l'ensemble des eaux débouchant par les artères perpendiculaires, au moyen d'un collecteur de berge. Cependant, avec ce dispositif, on se trouve souvent gêné si l'on a recours à l'écoulement gravitaire, par le défaut de pente. Ce schéma oblige parfois à prévoir des stations de relèvement.

- Schéma à collecteur transversal ou de collecte oblique :

Il comporte des réseaux secondaires ramifiés sur le ou les collecteurs principaux ; Ceux-ci disposent ainsi d'une pente plus forte et permettent de reporter facilement, par simple gravité, l'ensemble des effluents plus loin à l'aval que dans le dispositif précédent.

- Schéma par zone étagée ou par intercepteur :

Il s'apparente au schéma par déplacement latéral. Chacun des bassins de l'agglomération dispose ainsi d'un collecteur bas qui est généralement à faible pente et doit souvent faire l'objet de relèvement. Les collecteurs à mi-hauteur du versant que l'on appelle intercepteurs peuvent être réalisés initialement ou à posteriori, dans ce cadre d'une restructuration.

- Schéma à centre collecteur unique et schéma de type radial :

Selon que le réseau converge sur un ou plusieurs points de l'agglomération où l'on peut reprendre l'effluent pour le relever ou le refouler dans des émissaires importants, de transport à distance, ce schéma s'applique aux zones uniformément plates.

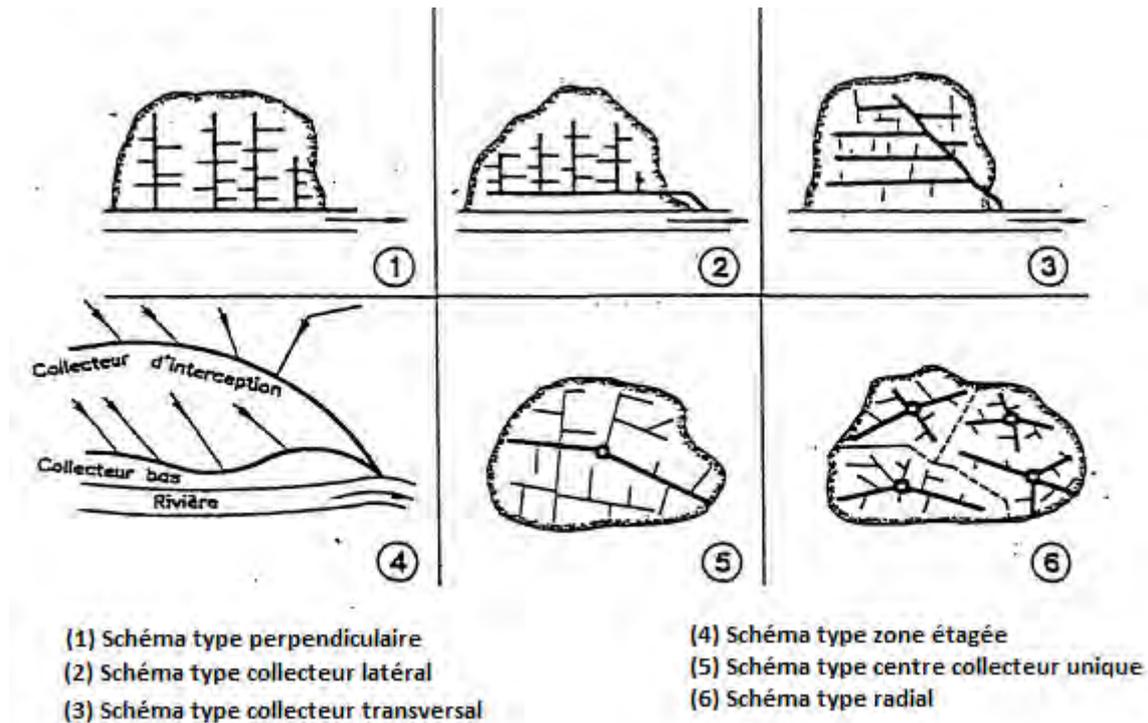


Figure 31 : Types de schéma de configuration (Source KERLOC'H Bruno)

IV.2.3. Conception et dimensionnement

La réalisation d'un projet d'assainissement se fait en deux étapes principales : l'étude préalable de la zone d'étude puis la conception et le dimensionnement du réseau d'assainissement.

IV.2.3.1. Etude préalable

L'étude préalable permet de répondre aux questions suivantes :

- quel est le devenir des eaux de ruissellement pluviales recueillies ?
- comment limiter tout risque de dommage par inondations ?
- est-il possible de choisir une solution alternative mieux adaptée, plus économique que la mise en place de canalisations.

L'étude portera donc sur :

- la connaissance du terrain et des pratiques du voisinage,
- la connaissance du fonctionnement hydrologique du bassin (pluviométrie, localisation des écoulements des débits attendus, topographie, taux d'imperméabilisation),
- l'existence et la capacité de l'exutoire (débit maximum de rejet),
- la recherche des zones où il est possible d'infiltrer ou de prévoir des équipements de rétention (perméabilité des sols et sous-sols, propriétés mécaniques du sol sous l'influence de l'eau, fluctuation de la nappe, risque de pollution de la nappe),

- la qualité des eaux de ruissellement (si rejet dans un milieu naturel de bonne qualité).
- l'existence d'un réseau antérieur

IV.2.3.2. Dimensionnement du réseau

La première étape du dimensionnement d'un réseau d'assainissement pluvial est le calcul des débits d'eau à évacuer, et notamment les débits extrêmes : le débit de pointe va conditionner le dimensionnement des canalisations et les débits minimaux doivent vérifier les conditions d'autocurage.

Connaissant en chaque point, les débits à évacuer et la pente des ouvrages, les dimensions des sections seront calculées en utilisant les formules d'écoulement suivantes :

- Formule de Manning Strickler

$$Q_c = V.S = K_s.R^{2/3}.I^{1/2}.S \quad 4.1$$

- Formule de Chézy

$$Q_c = V.S = S.C.\sqrt{R.I} \quad 4.2$$

Avec :

K_s = Coefficient de Manning - Strickler

C = Coefficient de Chézy

S = Section mouillée de l'ouvrage

P = Périmètre mouillé de l'ouvrage

R = Rayon hydraulique de l'ouvrage S/P

I = Pente longitudinale de l'ouvrage

V = Vitesse de l'eau dans l'ouvrage

Q_c = Débit capable de l'ouvrage

Une fois le dimensionnement des sections fait et les conditions d'autocurage satisfaites la réalisation du réseau d'assainissement peut donc débuter.

IV.3. Présentation et caractérisation **de la zone d'étude**

Dans cette partie nous allons d'abord faire la présentation la zone d'étude en décrivant l'état de l'environnement biophysique puis en utilisant les SIG nous allons sortir les caractéristiques physiques et géométriques de la zone.

IV.3.1. Etat de l'environnement biophysique dans la zone d'étude

IV.2.1.1. Climat

Le bassin ciblé (figure 32) appartient au domaine climatique sahélo-soudanien où deux saisons fondamentales peuvent être distinguées en fonction du critère pluviométrique : une longue saison sèche et une courte saison pluvieuse.



Figure 32 : Bassin de la Grande Niayes

Cependant, le climat de la région est relativement doux et ceci, en raison d'une position géographique privilégiée et des influences océaniques qui donnent à la région un cachet particulier. Les principaux paramètres climatiques enregistrés durant la période 1951 à 2010 sont :

➤ La température

Cette zone bénéficie des mêmes conditions climatiques que la station de Dakar-Yoff. L'Alizé maritime, un vent constamment humide et frais qui intervient, surtout en saison sèche et marqué par une faible amplitude thermique diurne, explique davantage la clémence des températures dans la région de Dakar durant cette période par rapport à ce que l'on observe à l'intérieur du pays. La période juin-novembre reste globalement la plus chaude, avec cependant un léger repli en août. La période novembre-mai est caractérisée par des températures relativement basses. Les températures moyennes varient entre 21, 4 et 27, 7 °C

➤ La pluviométrie

L'évolution de la pluie annuelle dans la zone de Dakar par la figure ci-dessous. Les apports pluviométriques sont très irréguliers d'une année à l'autre. La région reçoit en moyenne une pluviométrie de 438 mm. Les maximums ont été de 901 mm et 895 mm, respectivement en 1951 et en 1967. Le minimum a été observé en 1972 avec une hauteur de pluie annuelle de 116.7. La figure ci-dessous montre les statistiques de la pluie annuelle à Dakar. L'année 2009 a été assez humide, la hauteur de pluie enregistrée a été de 564 mm, ce qui correspond à un temps de retour de 4.5 années. La pluviométrie est caractérisée par une grande variabilité inter annuelle (895mm en 1967 et 117mm en 1972).

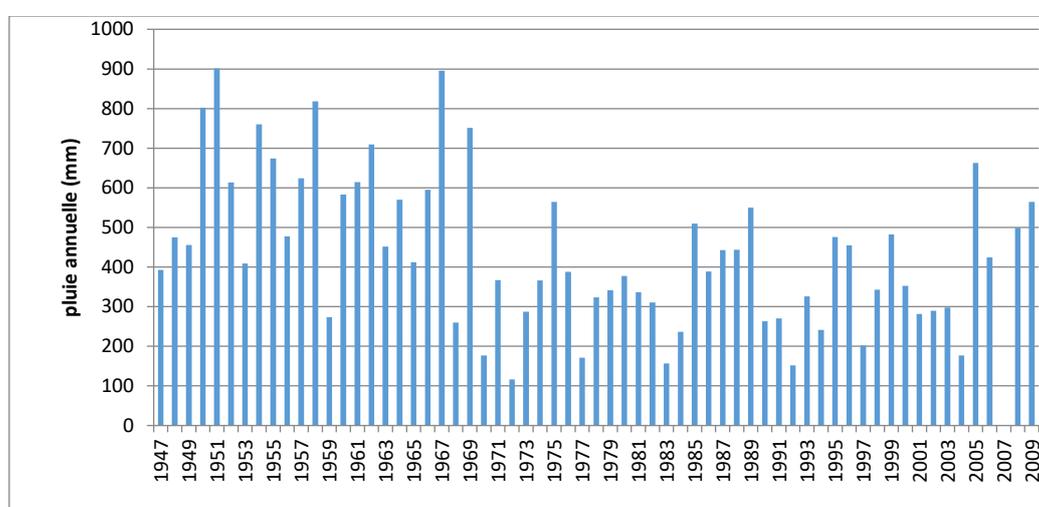


Figure 33 : Evolution interannuelle de la pluviométrie à Dakar Yoff (Source ANAMS)

L'évolution interannuelle des précipitations a connu deux (2) phases essentielles (figure 33) : une période d'abondance pluviométrique du début des années 1950 jusqu'à la fin des années 1960 ; une longue période de déficit pluviométrique allant du début des années 1970 à 2000. Un retour de la pluviométrie est noté durant les années 2000 particulièrement en 2005 et 2009 correspondant à des années d'inondations.

L'hivernage est concentré sur quatre (4) mois ; les 98% des pluies sont observées entre juillet et octobre et 75% entre août et septembre (Tableau 12). Il faut également souligner que les précipitations dites pluies hors saison appelées «Heug » ou « pluies des mangues » surviennent souvent en saison sèche, notamment durant la période froide (décembre, janvier et février). Ces précipitations issues d'intrusion de masses d'air polaire, sont généralement faibles voire insignifiantes mais peuvent atteindre exceptionnellement des valeurs élevées comme ce fut le cas en janvier 2002 à Dakar avec 34,8 mm.

Tableau 12 : Précipitations moyennes mensuelles à Dakar entre 1951 et 2010

	Janv	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc
Max	50.5	20.3	7	7.2	22	93.6	283.9	493.1	365.3	250	53.3	112.4
Moy	0.9	1.0	0.1	0.1	0.6	12.87	74.34	208	143.5	38.4	1.72	2.8
Min	0	0	0	0	0	0	0.4	20.4	13.2	0	0	0
Coeff. pluvio	0.2	0.2	0	0	0.1	2.7	15.4	43.1	29.1	8.1	0.4	0.6

➤ L'humidité relative

Les variations de l'humidité relative moyenne dépendent en partie de la température l'air et des caractéristiques hygrométriques des masses d'air. La clémence des températures à Dakar ainsi que la position géographique de la région notamment sa situation à proximité de la mer sont des facteurs qui favorisent l'importance de l'humidité relative de la région de Dakar. C'est ainsi que le taux de l'humidité relative moyenne avoisine parfois les 100 % surtout durant la saison des pluies, notamment entre août et septembre. Les valeurs les plus faibles de l'humidité relative sont observées en saison sèche, période durant laquelle l'évaporation est restée importante. L'humidité moyenne annuelle tourne autour de 60 %.

➤ L'insolation

L'évolution est de type unimodal, la moyenne mensuelle de l'insolation à Dakar-Yoff correspond de façon globale aux variations de la température. Les plus importants apports énergétiques surviennent entre mars et mai, période caractéristique de l'absence des pluies. La température moyenne annuelle est dans zone d'étude est d'environ 24,6 °C.

➤ Les vents

Ainsi, la région de Dakar est sous l'influence de trois (3) masses d'air : (i) l'Alizé maritime, vent frais et humide de direction Nord/Nord-Ouest qui souffle de novembre à juin. Il est issu de l'Anticyclone des Açores et atteint la presqu'île après un parcours océanique ; (ii) l'Alizé continental (harmattan), vent chaud et sec de direction Nord-Est, souffle de mars à juin. Il n'atteint la côte qu'à la faveur d'un affaiblissement de l'alizé maritime ; (iii) la Mousson apporte les pluies. Il provient de l'anticyclone de Sainte-Hélène dans l'Atlantique Sud. Il souffle de juin à octobre. Le régime des vents est caractérisé par une variation saisonnière des directions dominantes avec des vents du Nord ou Alizés (novembre à juin) et des vents du Nord-Est ou

harmattan. A partir de la période, c'est le vent de mousson qui s'installe. En hivernage (juin-octobre), les vents deviennent beaucoup plus faibles avec une vitesse moyenne souvent inférieure à 4 m/s. Les vents sont essentiellement de secteur N/NNE de septembre à avril ou NNW entre mai et juin et de secteur WNW ou Ouest de juillet à août. Les vents les plus forts sont enregistrés en saison sèche. Ce sont les alizés du Nord ou du Nord-Est, alizé maritime, dont la force dépasse souvent 5 m/s. La vitesse moyenne annuelle du vent est de 4,72 m/s.

IV.2.1.2. Sols

Le relief de la zone est celui d'une zone déprimée occupée par des formations dunaires et des dépressions inter-dunaires (appelée les Niayes) issues des différentes transgressions et régressions marines datant du Quaternaire fait suite à la tête de la presqu'île. Le relief dunaire représente l'ensemble morphologique le plus étendu de la région. Il est formé par : les dunes Ogoliennes (dunes rouges), les dunes du système de Cambérène (dunes jaunes) et les dunes blanches.

Un premier type de bas-fonds s'est développé dans les dunes Ogoliennes, notamment les « Niayes » qui correspondent à des dépressions dunaires fermées à nappe phréatique affleurante ou subaffleurante. Les zones ciblées par le projet se situent dans la partie intermédiaire où ne subsiste plus qu'une large zone dunaire séparée de l'Océan au Nord par un cordon littoral continu. Ces dunes sont modelées suivant une direction NE-SO. On y trouve des bas-fonds qui constituent des zones dépressionnaires, ensuite, des parties moins basses caractérisées par une fluctuation des immersions d'eau. Enfin, les parties élevées sont faites de sables dunaires culminants entre 15 et 20 mètres.

➤ Pédologie

Sur cette zone, les sols rencontrés présentent dans des proportions plus ou moins variables, les textures suivantes : sableuse, sablo-argileuse et argileuse. Les sols minéraux bruts d'apport qui caractérisent les dunes littorales (dunes blanches) sont pauvres en matière organique. Tous ces sols sont extrêmement sableux, non structurés et très peu colorés. Ils sont très fragiles et sensibles à l'érosion éolienne.

➤ Géologie

La géologie de la zone du projet est dominée par les dépôts du Quaternaire (zone des Niayes) caractérisé par : (i) les dunes rouges Ogoliennes correspondant à des sables à grain de quartz entourés d'une pellicule rubéfiée d'oxydes de fer et qui affleurent largement à

Pikine où elles constituent ce qu'on appelle communément l'Erg de Pikine ; (ii) les dépôts de sable vaseux riche en coquille affleurant sous forme d'étendues argilo-sableuses salées, plates et sans végétation, appelées « tanns » que l'on peut retrouver par exemple à Thiaroye - sur-Mer ; (iii) les sables humifères affleurant dans les dépressions interdunaires de la zone des « Niayes » ; (iv) Les dunes jaunes de Cambérène qui s'étirent le long de la côte et qui sont alignées suivant la direction des Alizés maritimes.

➤ Eaux de surface

Mise à part l'Océan Atlantique, la région de Dakar ne dispose pas de véritable réseau hydrographique bien développé. Le réseau hydrographique a un caractère souvent artificiel et les bassins versants sont de faibles dimensions. Cependant, on note l'existence de deux grands types de bassins versants drainés par les eaux de ruissellement directement corrélés à la pluviométrie : les bassins versants de façade Nord de la Presqu'île et les bassins versants de la façade Sud de la Presqu'île. Les lacs sont regroupés en deux types essentiels : les lacs pluviométriques et les lacs d'affleurement de la nappe. Les premiers se forment généralement dans les dépressions à fond imperméable des eaux de pluies tombées dans un périmètre limité. Les conditions de formations de tels lacs dans le paysage dunaire, sont largement tributaires de la pluviométrie et leur durée d'existence dépend de l'intensité de l'évapotranspiration et de l'étanchéité du réceptacle. Ce type de lac se forme actuellement à chaque saison des pluies dans de nombreuses dépressions et leur durée de vie est relativement éphémère. Ainsi, les plans d'eau notés dans les zones du projet concernent les mares plus ou moins pérennes des « Niayes » qui constituaient une chaîne homogène à l'origine et qui est aujourd'hui, partiellement entrecoupées par les aménagements urbains. D'autres plans d'eau sont constitués de bassins artificiels aménagés sur d'anciens sites inondés où les populations ont été relogées par le plan Jaxaay. Ces plans d'eau sont essentiellement alimentés par les eaux de ruissellement provenant des quartiers environnants et de la nappe phréatique.

➤ Eaux souterraines

Le système hydrogéologique de la zone s'inscrit dans celui de l'ensemble hydrogéologique communément appelé nappe des sables quaternaires qui comprend le puissant massif dunaire caractérisé essentiellement par les « Niayes ». La nappe qui nous concerne directement dans le cadre de cette étude est celle des sables du Quaternaire de Thiaroye qui repose sur un substratum marnoargileux du Tertiaire, dont la configuration va influencer l'écoulement des eaux souterraines. Dans les dépressions interdunaires « Niayes » et aussi selon certains chenaux qui recoupent les alignements, la nappe phréatique affleure donnant naissance à une végétation

luxuriante. L'épaisseur des sables aquifères est très variable, suivant en cela les variations de la morphologie du substratum. Les épaisseurs importantes des sables mouillés dans les dépressions modelées par l'érosion suivent les grandes lignes tectoniques et on observe des vallées fossiles et des cuvettes lacustres dont les plus importantes sont : la cuvette de Thiaroye et la dépression de Beer Thialane qui constituent les principaux centres de captages pour l'exploitation de cet l'aquifère.

IV.2.1.3. Végétation

Les formations végétales rencontrées dans la région de Dakar comprennent des espaces verts urbains, des forêts urbaines et périurbaines, des vergers et divers arbres remarquables. Les forêts urbaines et périurbaines sont constituées par les forêts classées urbaines et les forêts des collectivités, les réserves forestières, les parcs, les périmètres de reboisement et les Niayes. Les aires classées sont au nombre de huit et dans notre zone d'étude, les milieux naturels sont représentés par :

➤ La forêt classée de Mbao

C'est le plus grand massif forestier de la région de Dakar. Elle a été érigée en forêt classée par l'Arrêté de classement N° 972/SEF du 7 Mai 1940 qui l'institue en forêt péri-urbaine. Elle couvre une superficie de 771 hectares et constitue le seul poumon vert de Dakar en dehors du parc forestier de Hann. Les espèces dominantes sont *Anacardium occidentale* « Anacardier » qui occupe plus de 200 ha de l'espace, *Eucalyptus camaldulensis* « Eucalyptus », *Prosopis* sp, *Casuarina equisetifolia* « Filao », *Faidherbia albida* « Kadd », *Parinari macriphylla* « Nék », *Elaeis guineensis* « Palmier à huile », *Adansonia digitata* « Baobab », *Mayetenus senegalensis* « Gueneguidek », *Saba senegalensis* « Mad », *Khaya senegalensis* « Caïcédrot », *Tamarindus indica* « Tamarinier », *Boscia senegalensis* « Ndiandame », *Ceiba pentandra* « Fromager », etc. Les essences exotiques ont pris la relève grâce aux plantations qui y sont effectuées. Elles concernent essentiellement : *Anacardium occidentale*, *Eucalyptus camaldulensis*, *Cassia siamea*, *Prosopis chilensis*, etc. La strate arbustive est composée essentiellement de *Boscia senegalensis* et la strate herbacée de *Pennisetum violaceum*, *Cenchrus biflorus*, etc.

Cette forêt subit des agressions de toutes sortes dont des coupes frauduleuses, dépôt d'ordures et de gravats, empiétements divers, mais aussi de déboisements massifs suite aux projets publics et privés en cours (Centre de transfert des déchets solides ; autoroute à péage ; voie intercommunale PRECOL/ADM ; Stations-services d'essence ; etc...).

➤ Le périmètre de reboisement ou de fixation des dunes littorales

Il est classé par l'Arrêté de classement N° 0568/SEF du 01 janvier 1950 pour le périmètre de fixation des dunes de Malika et par l'Arrêté de classement N° 4085/SEF du 31 mai 1955 pour le périmètre de fixation des dunes du lac Rose. Il s'étend de Guédiawaye à Kayar et couvre une superficie de 2181 ha dont 681 ha sur les dunes de Malika et 1500 ha sur les dunes du Lac Rose. L'espèce plantée est principalement composée de filao (*Casuarina equisetifolia*). C'est une forêt menacée par les coupes clandestines, le vieillissement de ses peuplements et l'extraction clandestine du sable du littoral.

➤ Les Niayes

La répartition des types de végétation s'explique par la topographie du milieu, la diversité des sols, la proximité plus ou moins grande de la nappe phréatique et la qualité des eaux. Il existe deux (2) types de végétation bien développées, une naturelle et l'autre artificielle introduite par l'homme. Les basfonds des « Niayes » sont occupés essentiellement par une roselière composée de plantes aquaphiles en l'occurrence *Phragmites vulgaris*, *Typha* sp, des Nénuphars (*Nymphaea lotus*), *Cyperus* sp et sur les marges, des espèces moins exigeantes en eau telles que *Ipomea pes-caprae*. On observe une végétation arborescente s'associe au type sub -guinéen, dominé par le palmier à huile (*Elaeis guineensis*). Les parties périphériques de ces zones humides sont occupées par des formations forestières constituées d'espèces fruitières ou d'essences forestières et agricoles. Ce sont des plantations artificielles de filaos (*Casuarina equisetifolia*), d'*Eucalyptus camaldulensis*, de cocotiers (*Cocos nucifera*), etc. Les autres espèces arborées et arbustives rencontrées sont les suivantes : *Cordia sebestena*, *Terminalia catappa*, *Acacia albida*, *Tamarindus indica*, *Adansonia digitata*, *Prosopis africana*, *Calotropis procera*, *Azadirachta indica*, *Moringa oleifera*, *Tapinanthus bangoensis*, *Terminalia mantaly*, *Calotropis procera*, *Peltophorum ferrugineum*, etc. La strate herbacée est composée essentiellement de *Ricinus communis*, *Pennisetum violaceum*, *Cyperus* sp, *Crotalaria sphaerocarpa*, *Lactuca intybacea*, etc. Les espèces arboricoles sont représentées essentiellement par *Elaeis guineensis*, *Carica papaya*, *Terminalia catappa*, *Citrus limon*, *Anacardium occidentale*, *Musa* sp, etc.

IV.2.1.4. Faune

La faune est essentiellement présente dans la PC de Mbao. Outre ses potentialités végétales, la forêt recèle de plusieurs mammifères. Les principales espèces animales rencontrées dans la forêt classée de Mbao sont : le lièvre, le chacal, de multiples serpents, des singes surtout Patas (singes rouges) ; les Mangoustes, des Écureuils de Gambie, des Civettes, des Rongeurs, etc.

Certains reptiles y vivent dont : des Vipères, des Couleuvres, des Pythons, des Varans du Nil, etc. L'avifaune est composée de francolins, de tourterelles, et de multiples oiseaux migrateurs qui colonisent des points d'eau à l'intérieur : Milan noir, Vautour, Martin chasseur, Héron, Aigrette, Calao, Perroquet, Corbeau pie, Perruche, Merle, entre autres.

IV.3.2. Caractéristiques de la zone d'étude

Cette caractérisation a été faite en utilisant les SIG. Avec ArcGis nous avons utilisé un Modèle Numérique de Terrain pour limiter le bassin d'étude et extraire automatiquement les paramètres caractérisant le relief. C'est un MNT de 5m de résolution qui a été téléchargé à partir du site de la BaseGéo du Sénégal. L'utilisation de ces différents paramètres et des indices morphométriques d'un bassin présente un résultat très indispensable, et ce afin de caractériser l'environnement physique et leur influence sur l'écoulement superficiel.

IV.3.2.1. Mesure des paramètres géométriques

- Aire et périmètre

Etant la première et la plus importante des caractéristiques. La surface S est la portion du plan délimitée par la ligne de crête, ou contour du bassin versant. Sa mesure est faite soit à l'aide d'un planimètre, soit par la méthode des petits carrés, et est généralement exprimée en km². Le périmètre P est la longueur, généralement exprimée en km, de la ligne de contour du bassin versant, sa mesure est faite à l'aide d'un curvimètre. L'utilisation des SIG nous permet d'avoir directement les valeurs par des techniques de digitalisation et limitation. Nous obtenons ainsi les valeurs suivantes : la surface du bassin d'étude est de 17.95 km² et le périmètre est de 28.2 km.

- Indice de compacité

Pour caractériser la forme d'un bassin versant, l'indice de compacité de GRAVELIUS a été admis par les hydrologues. Si S est la surface du bassin versant en km² et P son périmètre en km L'indice de compacité K_G se calcule en appliquant la formule :

$$K_G = 0.28 P \cdot S^{-1/2} \quad 4.3$$

Cet indice est proche de 1 pour un bassin versant de forme quasiment circulaire et supérieure à 1 lorsque le bassin est de forme allongée.

A partir d'une requête géographique $K_G = 1.8$, ainsi le cas du bassin de la Grande Niaye de Pikine présente une forme allongée, cette forme induit de faibles débits de pointe de crue.

- Le rectangle équivalent

On définit le rectangle équivalent comme le rectangle de longueur L et de largeur l qui a même surface et même périmètre que le bassin versant et elle est tel que $2(L + l) = P$ et $L.l = S$. On calcule L en appliquant :

$$L = S^{1/2} \frac{K_G}{1.12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_G} \right)^2} \right] \quad 4.4$$

Nous obtenons : $L=15.3$ km et $l=1.2$ km. Ce qui confirme le caractère allongé du bassin.

IV.3.2.2. La courbe hypsométrique

L'action du relief sur l'écoulement se conçoit naturellement car de nombreux paramètres hydrométéorologiques varient avec l'altitude (précipitations, températures, etc.) et la morphologie du bassin. En outre, la pente influe sur la vitesse d'écoulement. Le relief se détermine lui aussi au moyen d'indices ou de caractéristiques. Le bassin versant est souvent caractérisé par la courbe de sa répartition hypsométrique. Cette courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin. Elle courbe représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude. Elle porte en abscisse le pourcentage cumulé de surface du bassin et en ordonnée l'altitude.

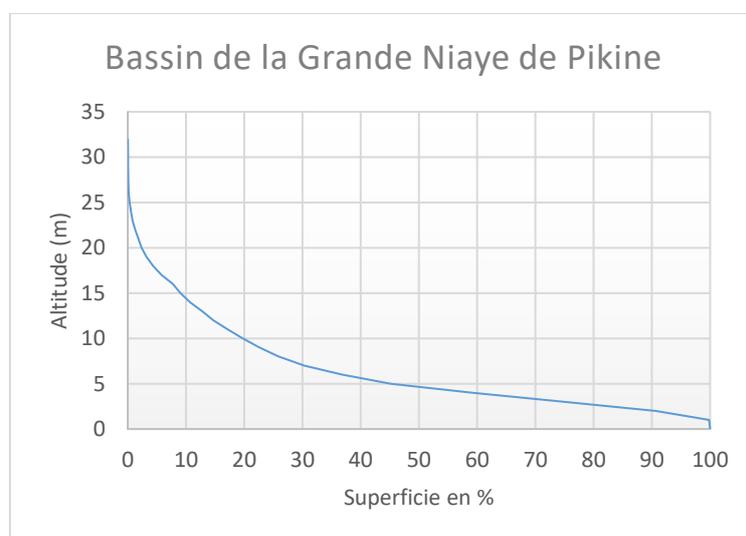


Figure 34 : Courbe hypsométrique du bassin de la Grande Niaye de Pikine

Les courbes hypsométriques demeurent un outil pratique pour comparer plusieurs bassins entre eux ou les diverses sections d'un seul bassin. Elles peuvent en outre servir à la détermination de la pluie moyenne sur un bassin versant et donnent des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.

La courbe hypsométrique de notre bassin est présentée sur la figure 34. La forme de la courbe indique que c'est un vieux bassin.

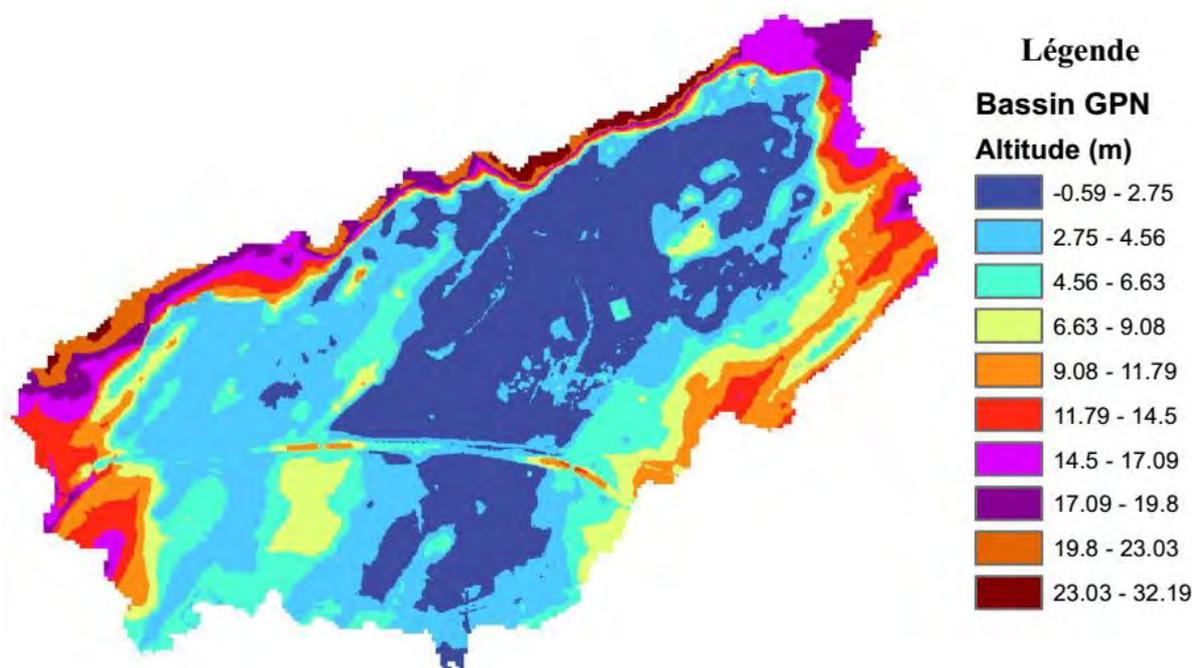


Figure 35 : MNT du bassin versant de la Grande Niaye de Pikine (altitude)

IV.3.2.3. Les altitudes caractéristiques

- Les altitudes maximales et minimales

Elles sont obtenues directement à partir du MNT. L'altitude maximale représente le point le plus élevé du bassin tandis que l'altitude minimale considère le point le plus bas, généralement à l'exutoire. Ces deux données deviennent surtout importantes lors du développement de certaines relations faisant intervenir des variables climatologiques telles que la température et les précipitations. Pour notre bassin l'altitude maximale est de 32m et la minimale de 0m.

- Altitude moyenne

L'altitude moyenne se déduit directement de la courbe hypsométrique ou de la lecture d'une carte topographique. On peut la définir comme suit :

$$H_{moy} = \sum \frac{A_i h_i}{A} \quad 4.5$$

Avec :

H_{moy} : altitude moyenne du bassin [m] ;

A_i : aire comprise entre deux courbes de niveau [km²] ;

h_i : altitude moyenne entre deux courbes de niveau [m] ;

A : superficie totale du bassin versant [km²].

Ici elle est égale à : 5.9m

- Altitude médiane

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin, sur la courbe hypsométrique. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne, dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière. L'altitude médiane dans notre bassin est égale à 4.5m.

IV.3.2.4. Les indices de pentes

Les indices de pente se déterminent à partir de la connaissance de la répartition hypsométrique sur le bassin versant.

- Pente de Roche

Cet indice se calcule à partir du rectangle équivalent. Il est égal à la somme des racines carrées des pentes moyennes de chacun des éléments pondérés par la surface intéressée, soit :

$$I_p = L^{-1/2} \cdot \sum_1^n \sqrt{a_i \cdot d_i} \quad 4.6$$

L : Longueur de rectangle équivalent

a_i : Représente la fraction en % de la surface S comprise entre deux courbes de niveau

d_i : Représente la distance entre deux courbes de niveau

Elle est égale ici à 1.86 %.

- Indice de pente globale

Le calcul de l'indice de pente globale est simple :

$$I_g = \frac{D}{L} \quad 4.7$$

La dénivelée D est égale à celle qui sépare les altitudes ayant approximativement 5% et 95% de la surface du bassin. Ces altitudes se déterminent à l'estime visuelle sur la courbe hypsométrique (figure 30).

Il est égal à 1.9m/km

- La dénivelée spécifique

La dénivelée spécifique ne présente pas d'inconvénient car elle dérive de la pente globale en la corrigeant de l'effet de surface Elle sert à la classification du bassin versant et est calculée par la formule suivante :

$$D_s = I_g \cdot \sqrt{S} \quad 4.8$$

Elle est égale à 8m. Ainsi, d'après la classification du relief selon la méthode de LORSTOM à partir du D_s notre bassin a un relief très faible.

IV.3.2.5. Conclusion

Les résultats obtenus à partir de cette étude montrent les capacités des systèmes d'informations géographiques (SIG) et les modèles numériques de terrain (MNT) dans le calcul des paramètres qui influencent sur l'écoulement des eaux de surface. L'évaluation de ces paramètres qui intervenant dans le comportement hydrologique du bassin de la Grande Niaye nous a permis d'obtenir les résultats suivants : le bassin est vieux et présente une forme allongée, avec un relief très faible.

IV.3.3. Présentation de la zone de Dalifort

Il concentre les communes d'arrondissement de Dalifort et de Hann Bel air (Figure 36). La population de ces deux communes est estimée respectivement selon l'ANSD, à environ 30.000 habitants (CA Dalifort) et à 52.000 habitants (CA Hann/Bel-air).



Figure 36 : Dalifort

➤ L'Habitat et l'occupation des sols

A Dalifort, les caractéristiques de l'habitat sont marquées par une prédominance de l'habitat individuel de type villa le long des axes et une présence d'habitat de type villageois sous forme de baraque à l'intérieur des quartiers. A Hann Bel air, l'habitat se caractérise par une occupation anarchique et non autorisée des espaces et terrains publics, notamment au niveau de la façade maritime. Il est constitué de constructions de mauvaise qualité, plus ou moins précaires, voire parfois de type bidonville, installées le plus souvent dans des zones non aedificandi, où les problèmes d'infrastructures et d'équipements publics se posent avec acuité. Les rues y sont étroites, sablonneuses et difficiles d'accès pour les véhicules motorisés.

➤ L'agriculture et l'élevage

Dans la commune d'arrondissement de Dalifort et Hann Bel air, l'agriculture urbaine continue d'être pratiquée le long des axes routiers et à proximité des points d'eau. On peut noter encore l'existence d'activités maraîchères et floricoles comme au niveau de la « petite Niayes » de Hann Bel air.

Pour l'élevage, le manque d'espaces pastoraux et de parcage des animaux qui constituent souvent une source de nuisances pour les populations environnantes, limitent l'activité. Néanmoins, l'élevage familial qui concerne surtout les petits ruminants et la volaille, se développe de plus en plus dans les quartiers périurbains.

➤ La pêche, l'artisanat et le tourisme

Les premiers habitants, notamment les « Lébous », étaient pour la plupart des pêcheurs installés dans les quartiers qui bordent la mer. C'est ainsi que la pêche est particulièrement développée dans les CA de Hann/Bel-air qui disposent de quais de débarquements. L'artisanat se développe au niveau des six CA concernées par le PROGEP. En effet, on retrouve des acteurs qui s'adonnent aux activités artisanales à travers divers métiers (couture, coiffure, mécanique, menuiserie métallique et de bois, maçonnerie, teinture, cordonnerie, forge, etc.). Le tourisme est en plein essor dans la commune d'arrondissement de Hann/Bel-air. L'existence de la Baie de Hann et du parc national de Hann ont beaucoup favorisé l'implantation d'établissements touristiques, notamment l'hôtel de la Voile d'or et celui de Monaco plage, dans la CA de Hann/Bel-air.

➤ L'industrie, le commerce et le transport

On peut retenir que la CA de Hann/Bel-air abrite deux des plus grandes sociétés industrielles du pays (Grand Moulin de Dakar et MTOA). La Commune d'Arrondissement de Dalifort dispose de 04 marchés et celle de Hann/Bel-air de 03 marchés dont un marché de rue. Dans la CA de Hann/Bel-air, seules les routes des quartiers modernes sont recouvertes contrairement à celles des villages traditionnels.

IV.3.3.1. Présentation du réseau d'assainissement de Dalifort

Le réseau d'assainissement est composé de 6 branches ou canaux reliés entre eux et de 2 bassins de stockage (figure 30). Les branches br1, br2 et br4 sont constitués de canaux fermés et enterrés. Une partie des branches br3, br5 et br6 est à ciel ouvert. Les branches br1, br2 et br4 sont les entrées du réseau et la branche br6 est la sortie avec un rejet vers la mer. Les branches amont de la jonction J1 sont br3 et br4 et la branche aval est br5 (figure 37).

Le premier bassin de stockage est divisé en deux bassins S1 et S2 séparés par ponceau à cause de la route. Ce bassin relie les branches 1, 2 et 3. Le deuxième bassin de stockage est désigné par S3. Il relie les branches 5 et 6 (figures 37 et 38).



Figure 37 : Zone de Dalifort avec les bassins du réseau d'assainissement



Figure 38 : Réseau d'assainissement de Dalifort

IV.3.3.2. Caractéristiques géométriques du réseau d'assainissement

La simulation hydraulique se fera sur deux différents dimensionnements du réseau d'assainissement de Dalifort : le dimensionnement du rapport 1 du PROGEP sorti en 2011 et celui du rapport 2 sorti en 2012 (Groupement SGI, 2011 ; Lahmeyer International, 2012).

➤ Réseau du rapport 1

Les caractéristiques géométriques des canaux du rapport 1 (2011) sont mises dans le tableau suivant.

Tableau 13 : Caractéristiques géométriques des canaux du rapport 1

Branches	Tronçons	Type/Section	Longueur	Pente
Br1	a	Dalot (8 x 0,7)	346	0,001
	b	Dalot (8 x 0,8)	321	0,001
Br2		Dalot (12,5 x 0,7)	491	0,0005
Br3		CTM et dalot (12,5x0,9)	146	0,0005
Br4	a	Dalot (2.8 x 1,5)	298	0,001
	b	Dalot (12,5 x 0.9)	234	0,0005
Br5		CTM et dalot (8x1,5)	435	0,0005
Br6		CRB et dalot (8x1,5)	411	0,00034

(8 x 0,7) : Largeur x Hauteur du tronçon.

➤ Réseau du rapport 2

Les géométries des canaux du rapport 2 (2012) sont mises dans le tableau 14.

Tableau 14 : Caractéristiques géométriques des canaux du rapport 2

Branches	Tronçons	Type/Section	Longueur	Pente
Br1	a	Dalot (2 x 1,2)	346	0,001
	b	Dalot (3 x 1,7)	321	0,001
Br2		Dalot (3,5 x 1,6)	491	0,0005
Br3		CTM et dalot (3,5x1,7 ;1/1)	146	0,0005
Br4	a	Dalot (3 x 1,4)	89	0,001
	b	Dalot (3,5 x 1,4)	340	0,0005
Br5		CTM et dalot (6,5x1,7 ;1/1)	435	0,0005
Br6		CRB et dalot (7x1,8)	411	0,00034

CRB : Canal rectangulaire en béton armé.

CTM : Canal trapézoïdal maçonné.

(1X0, 7) : Largeur X Hauteur.

(2,5x1, 7 ; 1/1) : Largeur à la base X Hauteur ; Pente de Talus.

IV.2.4.3. Débits d'entrées en régime permanent du réseau d'assainissement

Nous présentons dans le tableau suivant les débits d'entrées pour trois périodes de retour. Dans la simulation ces mêmes débits seront utilisés aussi bien pour le réseau du rapport 1 que pour le réseau du rapport 2.

Tableau 15 : Débits d'entrées en régime permanent

Branche	Section	Débit à T=10 ans (m3/s)	Débit à T=50 ans (m3/s)	Débit à T=100ans (m3/s)
Br1	114	1.5	2.5	4
Br2	109	2	4	5.6
Br3	103	4	6	8.2
Br4	112	0.5	1.5	3.3
Br4	105	2	4	7.1
Br5	109	6	11	17
Br6	109	5	10	17

T=période de retour

IV.4. Simulation de l'écoulement dans le réseau d'assainissement avec le logiciel GeoHecRas

IV.4.1. Présentation du logiciel GeoHecRas

GeoHecRas est un logiciel payant qui intègre en même temps les SIG et la modélisation hydraulique en régime permanent et non permanent et qui a été développé par une équipe d'ingénieurs civils et de développeurs de logiciels vers les années 2010 (CicilGeo). C'est une interface graphique 2D/3D interactive pour HEC RAS du US Army Corps of Engineers, compatible avec AutoCAD et ESRI ArcGIS. Il est facile à apprendre et à utiliser. Il permet entre autres :

- d'interagir graphiquement avec tous les éléments d'un modèle HecRas, créer et modifier sans effort les sections transversales, les passages de ponts et ponceaux, les zones d'écoulement difficile et autres éléments d'un modèle par clic et glisser-déposer. Des boîtes de dialogue simplifiées permettent une saisie et une relecture faciles des informations.

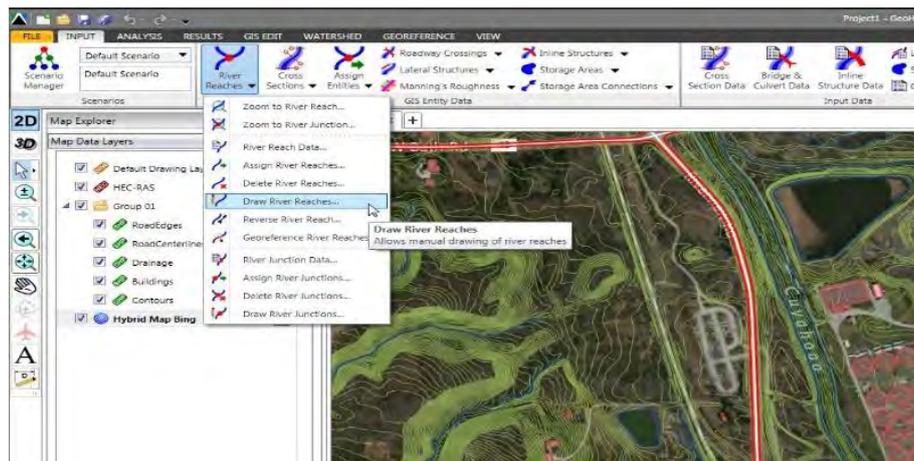


Figure 39 : GeoHecRas 1

- de travailler directement sur la carte : fusionner des cartes en ligne de Google ou bien et des vues aériennes en haute résolution directement dans le modèle HecRas, géo-référencer rapidement et facilement des modèles HecRas existants sur une carte d'arrière-plan, des dessins AutoCAD et MicroStation, ou des données cartographiques ArcGIS.

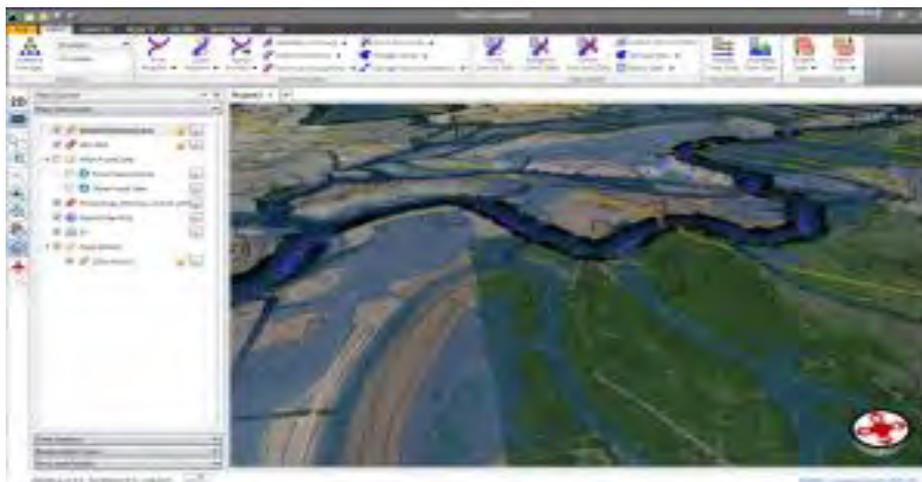


Figure 40 : GeoHecRas 2

- de réaliser l'extraction des coupes transversales HecRas depuis les données numériques 3D du relief du terrain. Utilisez les surfaces, contours, TIN, DTM, DEM, points de relevés, LiDAR d'AutoCAD Civil 3D, MicroStation et d'autres sources externes de données numériques sur le relief du terrain.
- de générer la cartographie du chenal de crue et de la plaine inondable depuis les résultats HecRas et les données 3D du relief du terrain ; exporter les résultats directement vers AutoCAD (y compris AutoCAD Civil 3D et Map 3D), Bentley MicroStation et ESRI ArcGIS.

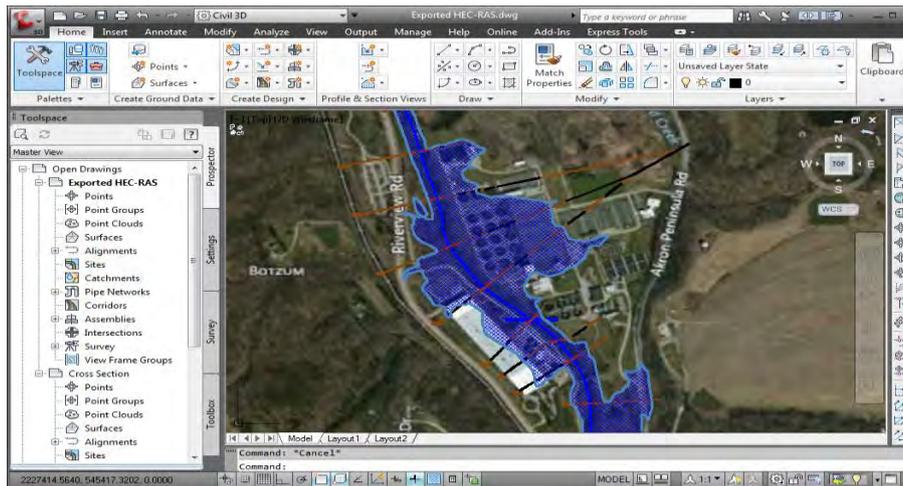


Figure 41 : GeoHecRas 3

Il est entièrement compatible avec HecRas : les résultats en écoulement laminaire et turbulent sont obtenus directement depuis le logiciel, sans calcul extérieur, une écriture et une lecture des fichiers de données standards US Army Corps HecRas, prêt à être transmis à une quelconque agence de régulation. Les outils spécifiques à HecRas offrent des fonctionnalités plus efficaces pour créer et analyser les rivières, cours d'eau, ponts, ponceaux, structures en ligne, et plus encore. On peut créer des sections transversales qui se mettront à jour dynamiquement lorsque les données terrain seront modifiées, définir rapidement des levées, zones d'écoulement nul, embâcles, sous-zones de rugosités différentes, etc..

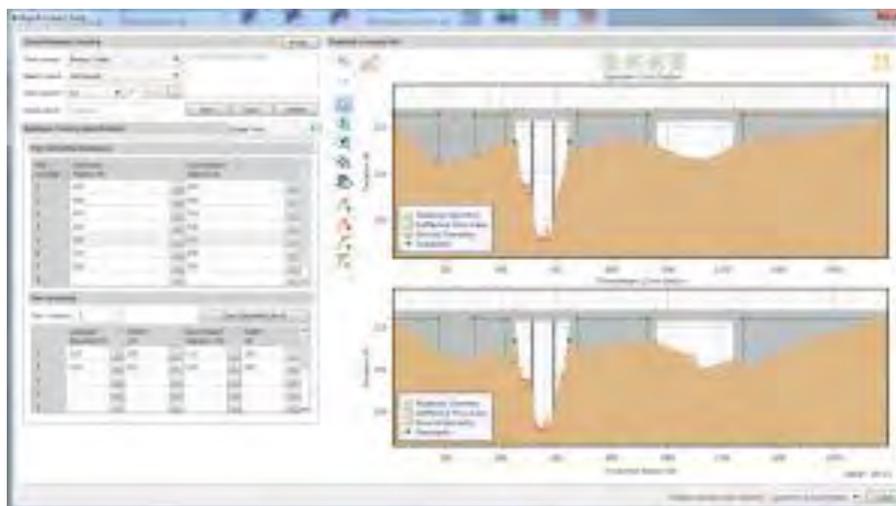


Figure 42 : GeoHecRas 4

GeoHecRas accélère de manière significative la création d'un modèle HecRas et son test, ce qui permet d'obtenir des résultats plus fiables et plus précis. Il construit rapidement des modèles HecRas depuis diverses sources de données, accélère le flux d'ingénierie et simplifie l'évaluation de l'analyse. Il calcule également les profils de surface d'eau en écoulement

laminaire et transitoire, la traversée des ponts et ponceaux, les empiétements sur la plaine inondable, la restauration de cours d'eau, les structures de réservoirs en ligne, les bassins de stockage et plus encore.

Nous avons utilisé ce logiciel dans ce travail à cause de sa facilité d'utilisation. L'intégration des SIG permet une représentation spatiale complète du site. Les données d'enquête, les post-it, et les logiciels déconnectés rendent difficile la modélisation hydraulique. Contrairement aux autres logiciels comme HecGeoRas qui nécessite d'abord d'exporter les données avant de pouvoir faire la simulation, avec le logiciel GeoHecRas toutes les options se retrouvent dans la même interface nul besoin d'exporter et cette interface utilisateur est très facile à comprendre et à manier.

Dans la partie qui suit, nous présentons les résultats de la simulation hydraulique avec le logiciel GeoHecRas.

IV.4.2. Résultats de la simulation en régime permanent dans le réseau du rapport 1

➤ Résultats de la Simulation sur la branche 1 (br1)

La figure 43 représente la localisation de la branche 1 sur le réseau d'assainissement.

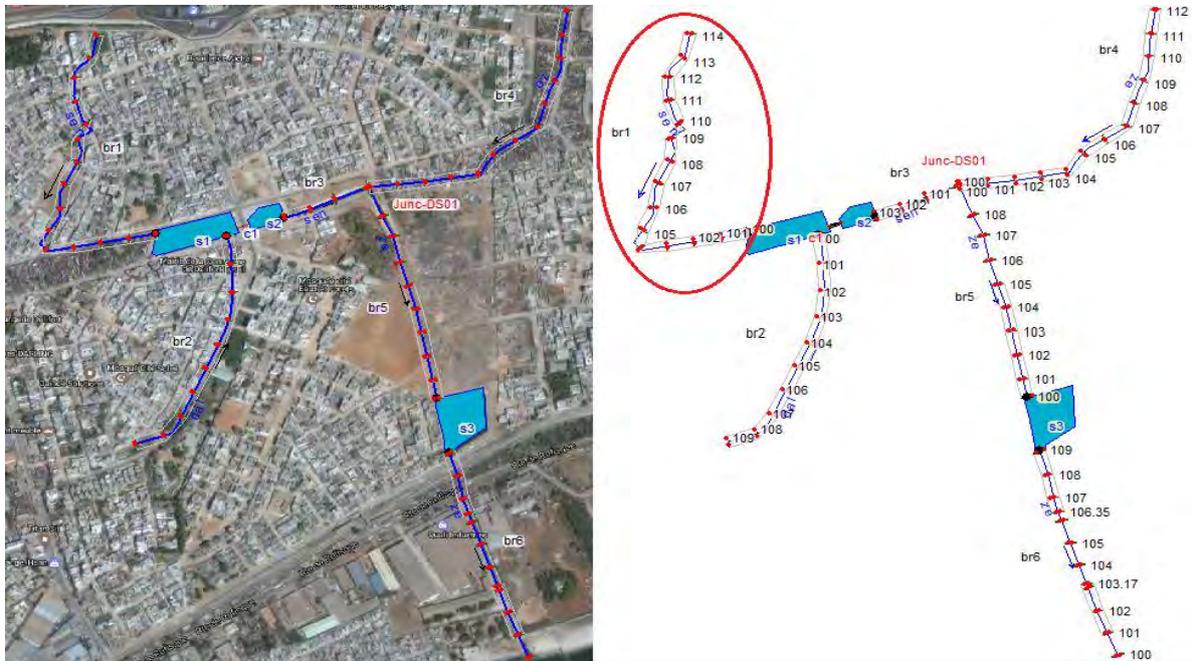


Figure 43 : localisation de la branche br1 sur le réseau d'assainissement

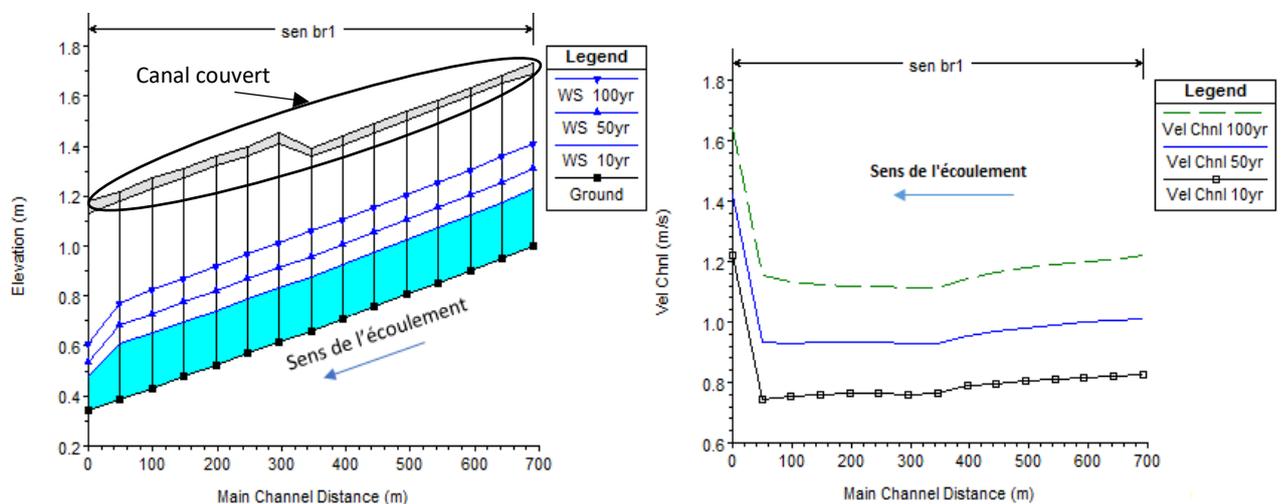


Figure 44 : Ligne d'eau et profils des vitesses sur la branche br1 en régime permanent (rapport 1)

La figure 44 montre les résultats obtenus sur la branche br1. À gauche nous avons les lignes d'eau pour les différentes périodes de retour et à droite nous avons le profil des vitesses. Nous constatons que pour toutes les périodes de retour, il n'y a pas de débordement dans cette branche. Le profil des vitesses montre une faible diminution de la vitesse à partir de 350m du

au changement de section. L'augmentation de la vitesse à la dernière section est d'une part au fait que nous avons divisé le canal en plusieurs sections et d'autre part à la condition à la limite aval. Cette section est aussi rattachée au bassin S1, nous avons donc une chute qui entraîne une augmentation de la vitesse.

➤ Résultats de la Simulation sur la Branche 2 (br2)

La figure 45 représente la localisation de la branche 2 et la figure 46 montre les lignes d'eau et les profils des vitesses pour cette branche.

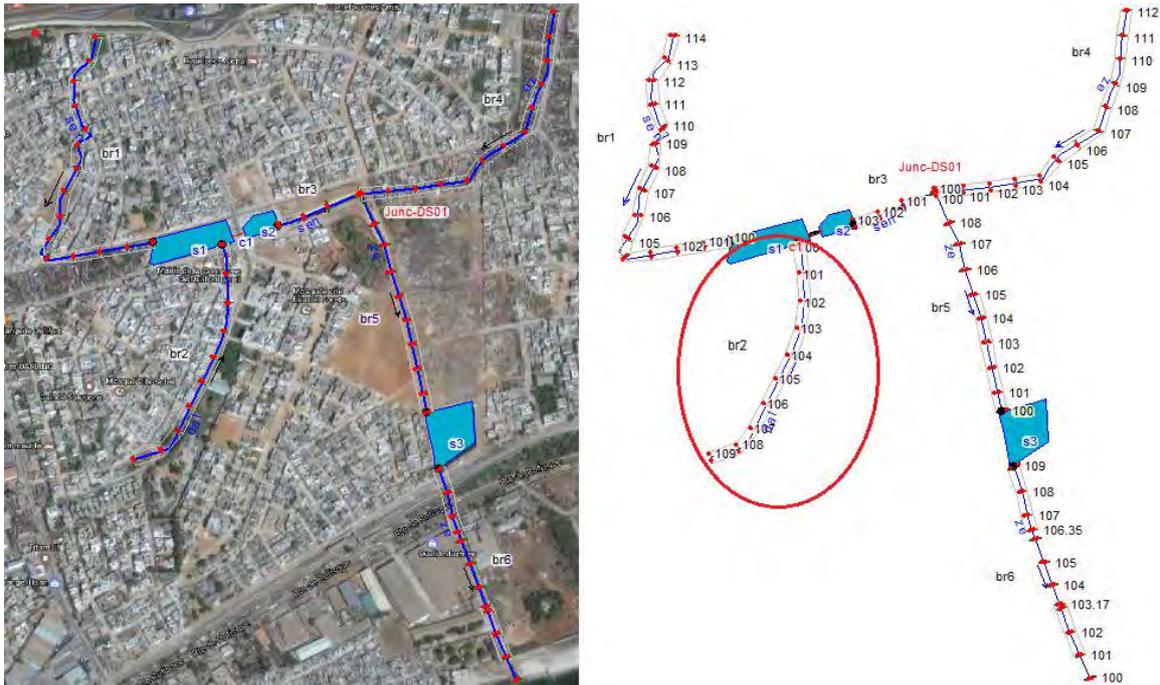


Figure 45 : localisation de la branche br2 sur le réseau d'assainissement

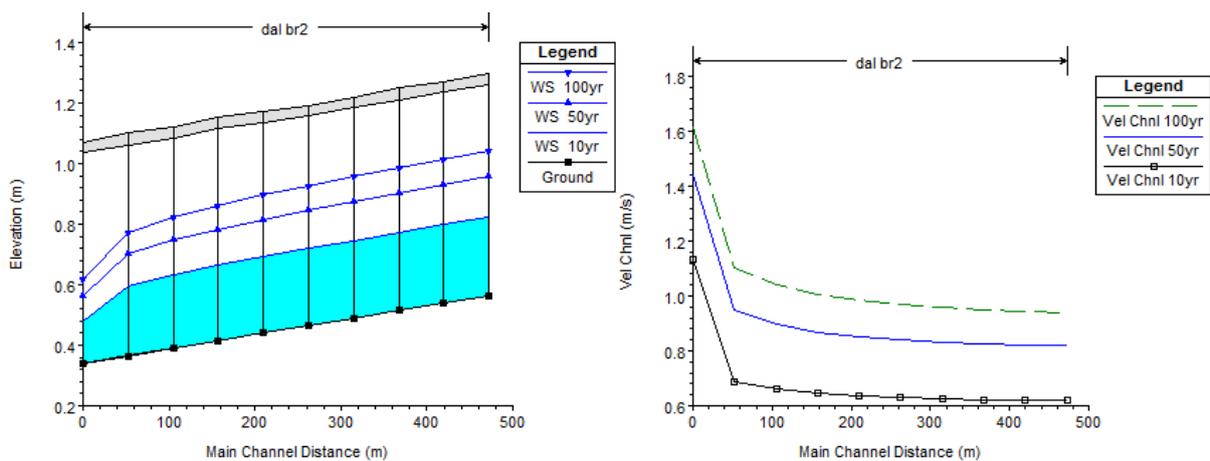


Figure 46 : Ligne d'eau et profils des vitesses sur la branche br2 en régime permanent (rapport 1)

Pour la branche br2 nous constatons toujours qu'il n'y a pas de débordement. Ici le profil des vitesses est assez uniforme car il n'y a pas de changement de la géométrie des sections. Nous avons aussi une augmentation de la vitesse à la dernière section comme pour la branche br1 due entre autres à la chute de l'eau dans le bassin S1.

➤ Résultats de la Simulation sur la Branche 3 (br3)

La figure 47 représente la localisation de la branche 3 et la figure 48 montre les lignes d'eau et les profils des vitesses pour cette branche

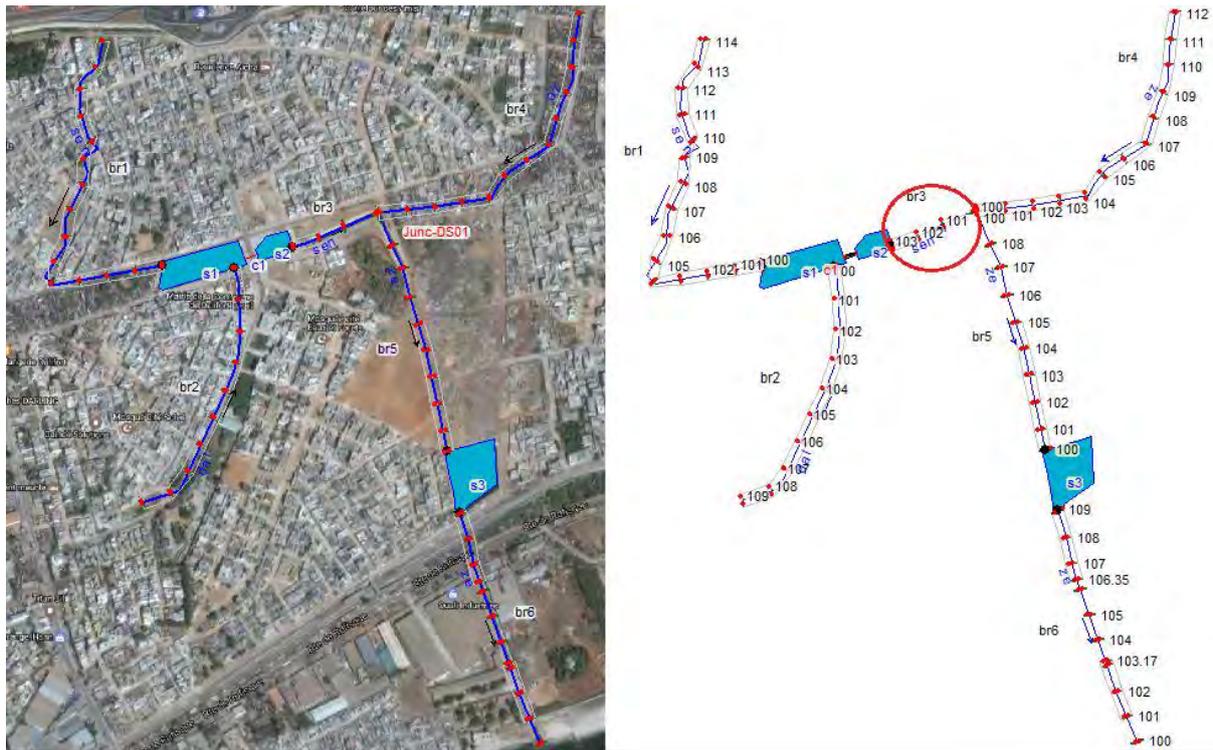


Figure 47 : localisation de la branche br3 sur le réseau d'assainissement

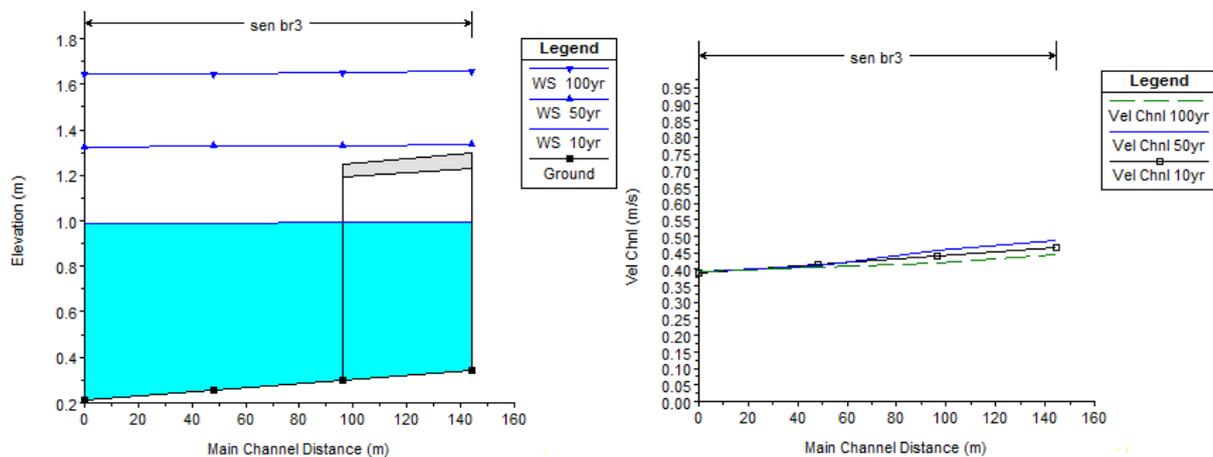


Figure 48 : Ligne d'eau et profils des vitesses sur la branche br3 en régime permanent (rapport 1)

La figure 48 montre un débordement pour les périodes de retour 50ans et 100ans. La hauteur maximale du canal est dépassée ici. Le profil des vitesses varie peu pour les différents débits dû au fait qu'il y a un bassin à l'amont de cette branche et que la longueur du canal est assez petite comparée aux branches br1 et br2.

➤ Résultats de la Simulation sur la Branche 4 (br4)

La figure 49 représente la localisation de la branche 4.

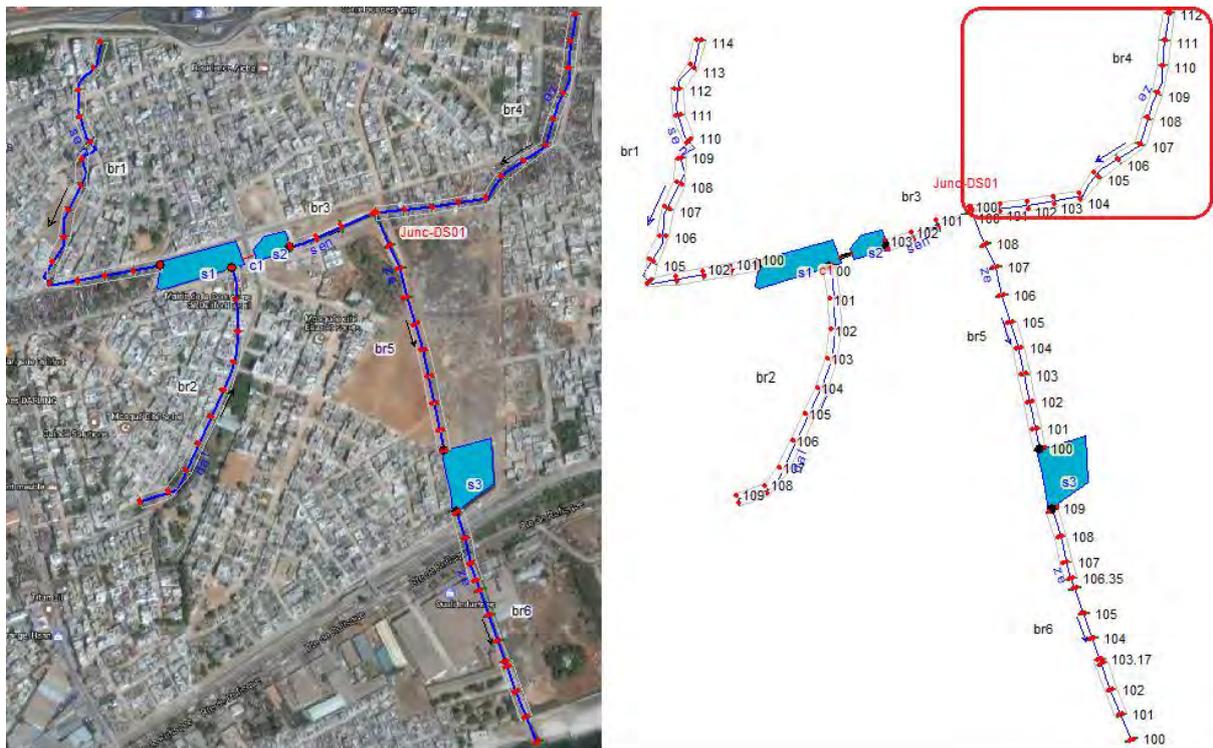


Figure 49 : localisation de la branche br4 sur le réseau d'assainissement

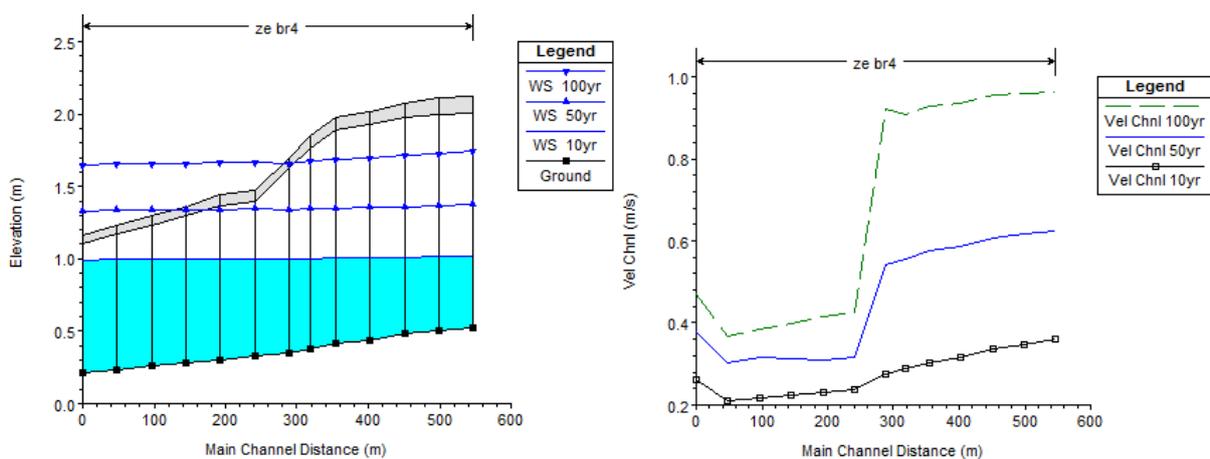


Figure 50 : Ligne d'eau et profils des vitesses sur la branche br4 en régime permanent (rapport 1)

La figure 50 expose les résultats de la branche br4. Le débordement est visible avec les périodes de retour 50ans et 100ans. La diminution des vitesses vers 300m est due au changement de la

géométrie des sections (voir tableau 13). L'augmentation à la dernière section est attribuée cette fois ci à la jonction.

➤ Résultats de la Simulation sur la Branche 5 (br5)

La figure 51 représente la localisation de la branche 5 sur le réseau.

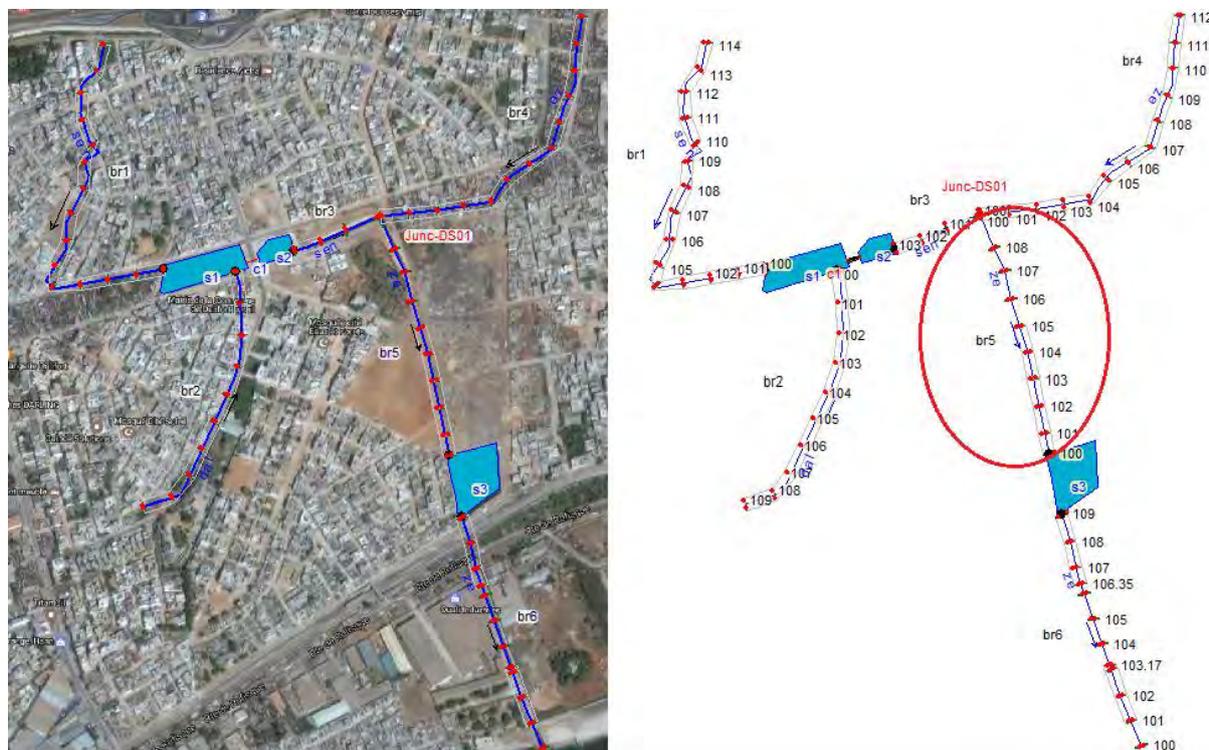


Figure 51 : localisation de la branche br5 sur le réseau d'assainissement

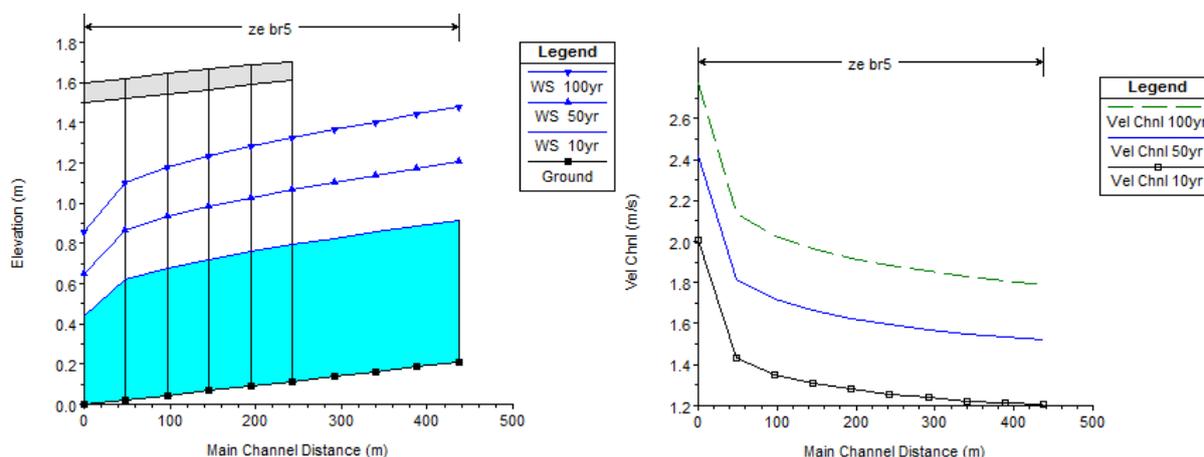


Figure 52 : Ligne d'eau et profils des vitesses sur la branche br5 en régime permanent (rapport 1)

La figure ci-dessus montre qu'il n'y a pas de débordement ni de mise en charge au niveau de la branche br5. Les dimensions du canal sont assez larges.

➤ Résultats de la Simulation sur la Branche 6 (br6)

La figure 53 représente la localisation de la branche 6 et la figure 54 montre les lignes d'eau et les profils des vitesses pour cette branche

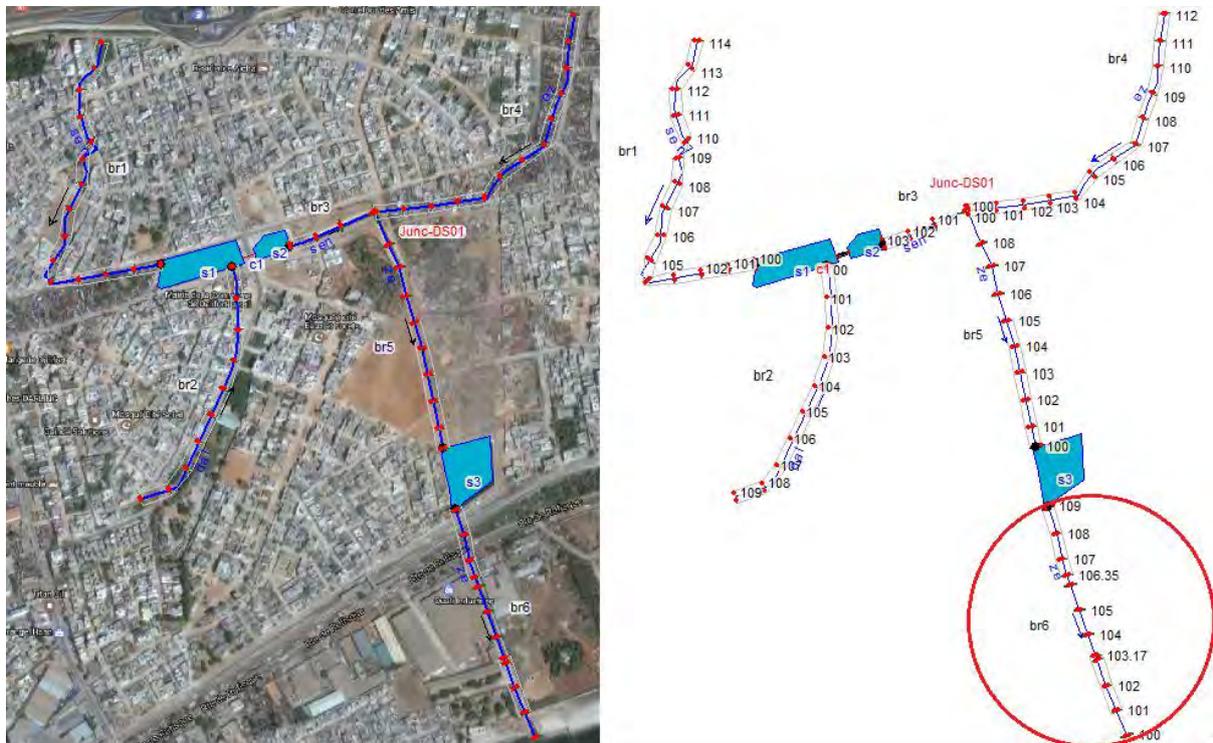


Figure 53 : localisation de la branche br6 sur le réseau d'assainissement

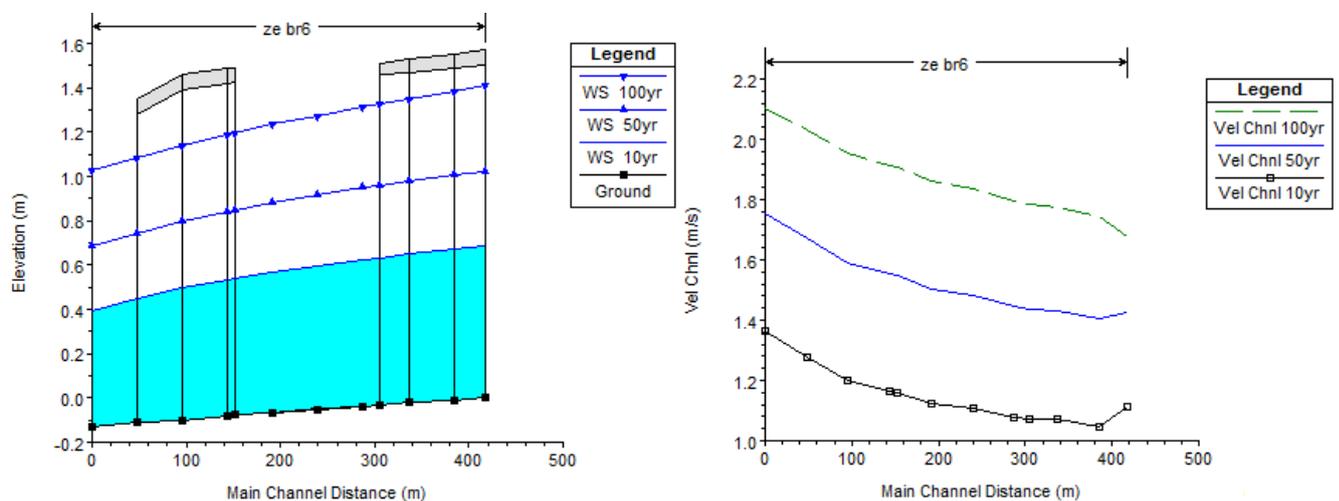


Figure 54 : Ligne d'eau et profils des vitesses sur la branche br6 en régime permanent (rapport 1)

Les lignes d'eau de cette branche pour les débits des trois périodes de retour sont assez uniformes et la capacité de transit n'est pas dépassée. Aucun débordement ni mis en charge ne sont constatés. L'augmentation progressive de la vitesse est dû à la pente de cette branche (figure 53).

IV.4.2.1. Conclusion de la simulation sur le réseau du rapport 1

Pour la première période de retour (10 ans) nous constatons qu'il n'y a pas de débordement. Les débits d'entrées de ce profil sont assez faibles et le réseau d'assainissement peut donc fonctionner parfaitement pour ce profil.

Les débits de la seconde période de retour (50 ans) créent un débordement au niveau de la branche br3 et br4 bien que les débits de transit maximaux dans ces deux branches ne soient pas dépassés. Ceci est dû à la jonction formée par les branches br3, br4 et br5. Br5 étant la branche aval c'est elle qui fixe les règles. Tout dépend de la hauteur d'eau à l'amont de cette branche. Ici nous avons une élévation de 1.2m, cette élévation entraîne une élévation du même ordre de grandeur au niveau des branches amont de la jonction. Malheureusement la hauteur maximale de ces deux branches est de 0.9m ce qui cause le débordement au niveau de ces branches. Il n'y a pas de débordement dans la branche aval de la jonction car la hauteur du canal est suffisamment grande.

Le même phénomène se répète pour la troisième période de retour (100 ans).

IV.4.3. Résultats de la simulation en régime permanent dans le réseau du rapport 2

➤ Résultats de la Simulation sur la Branche 1 (br1)

La figure 55 représente la localisation de la branche 1 et la figure 56 montre les lignes d'eau et les profils des vitesses pour cette branche



Figure 55 : localisation de la branche br1 sur le réseau d'assainissement

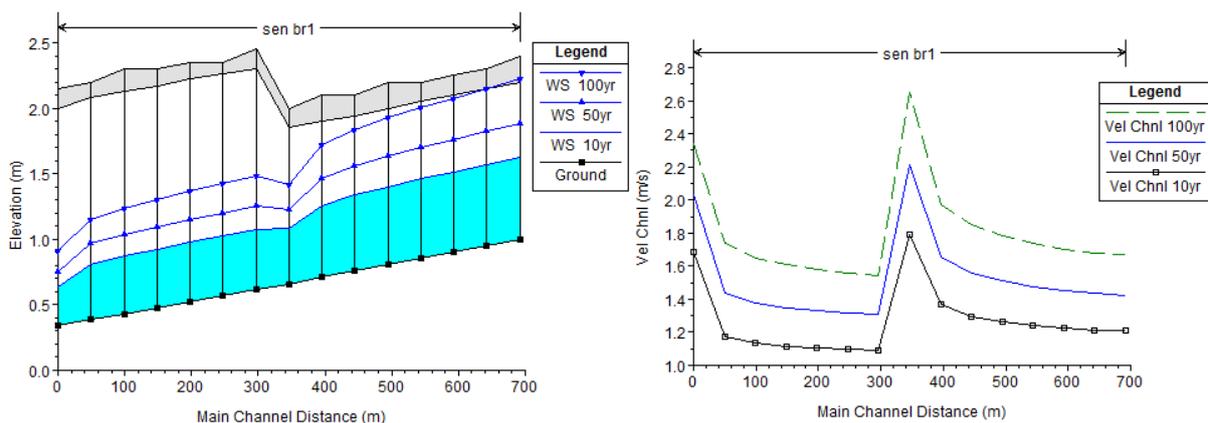


Figure 56 : Ligne d'eau et profils des vitesses sur la branche br1 en régime permanent (rapport 2)

Le changement de géométrie au milieu de cette branche crée ce que nous voyons au niveau des lignes d'eau et sur les profils des vitesses. La diminution de la côte de l'eau au niveau du canal (400m à 350m) entraîne une élévation de la vitesse à ce même endroit du canal. Ensuite

l'augmentation de la cote de l'eau (350m à 300m) diminue la vitesse (régime permanent) (figure 55). Pour le profil 100yr nous remarquons que la cote de l'eau à l'entrée de la branche est légèrement égale à la cote du dalot. Cela veut dire qu'un débit supérieur à $4\text{m}^3/\text{s}$ créera une mise en charge dans cette branche.

➤ Résultats de la Simulation sur la Branche 2 (br2)

La figure 57 représente la localisation de la branche 2 et la figure 58 montre les lignes d'eau et les profils des vitesses pour cette branche

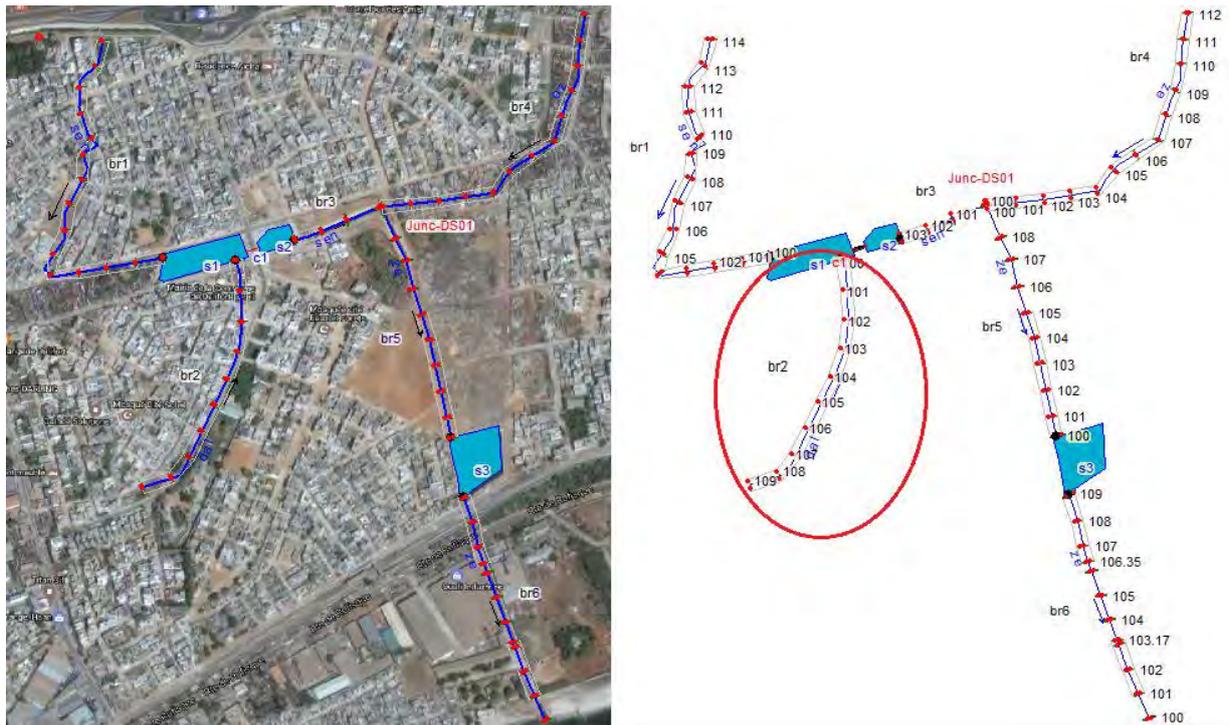


Figure 57: localisation de la branche br2 sur le réseau d'assainissement

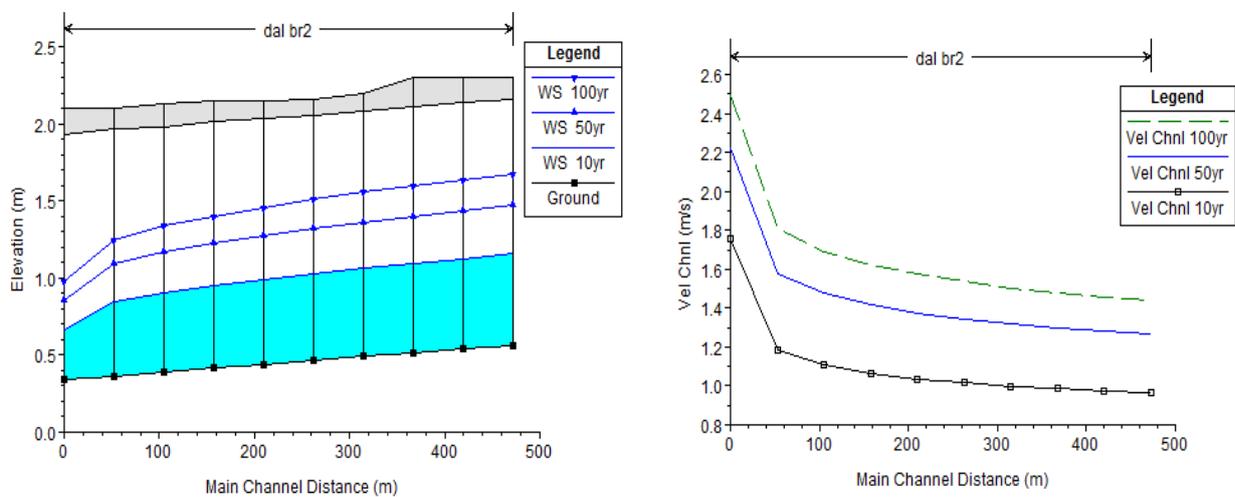


Figure 58: Ligne d'eau et profils des vitesses sur la branche b2 en régime permanent (rapport 2)

Les résultats de la branche br2 collent parfaitement avec les dimensions de cette branche. La hauteur du canal est suffisamment grande pour permettre un écoulement sans mise en charge ni débordement.

➤ Résultats de la Simulation sur la Branche 3 (br3)

La figure 59 représente la localisation de la branche 3 et la figure 60 montre les lignes d'eau et les profils des vitesses pour cette branche

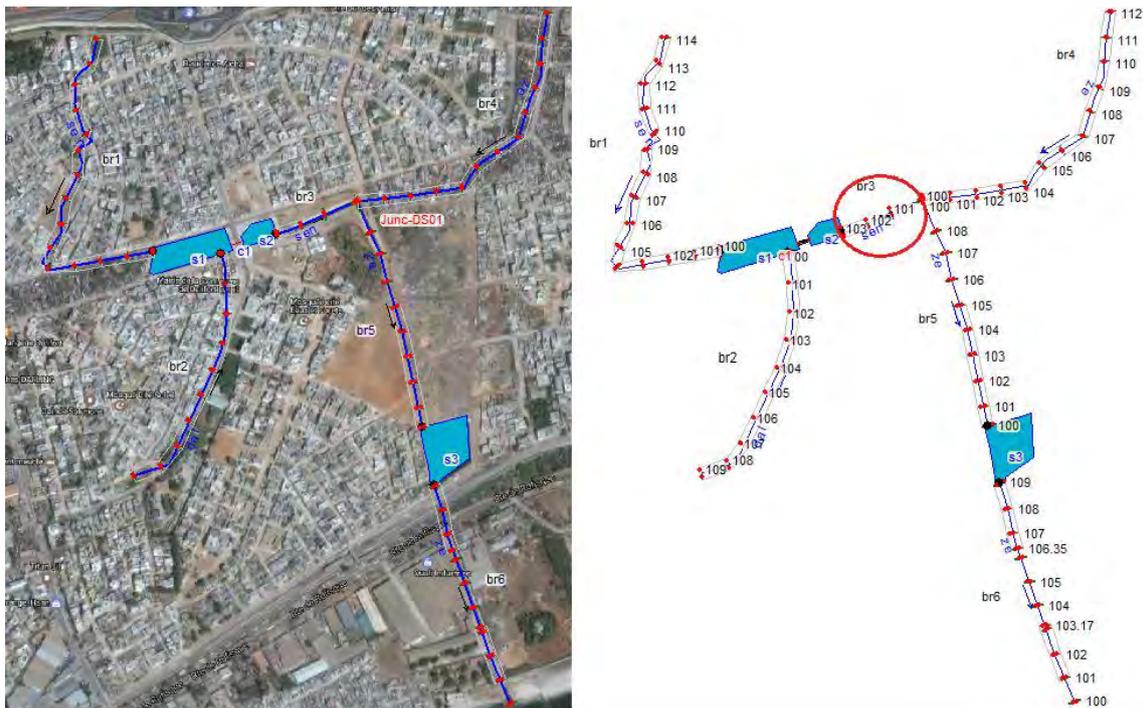


Figure 59: localisation de la branche br3 sur le réseau d'assainissement

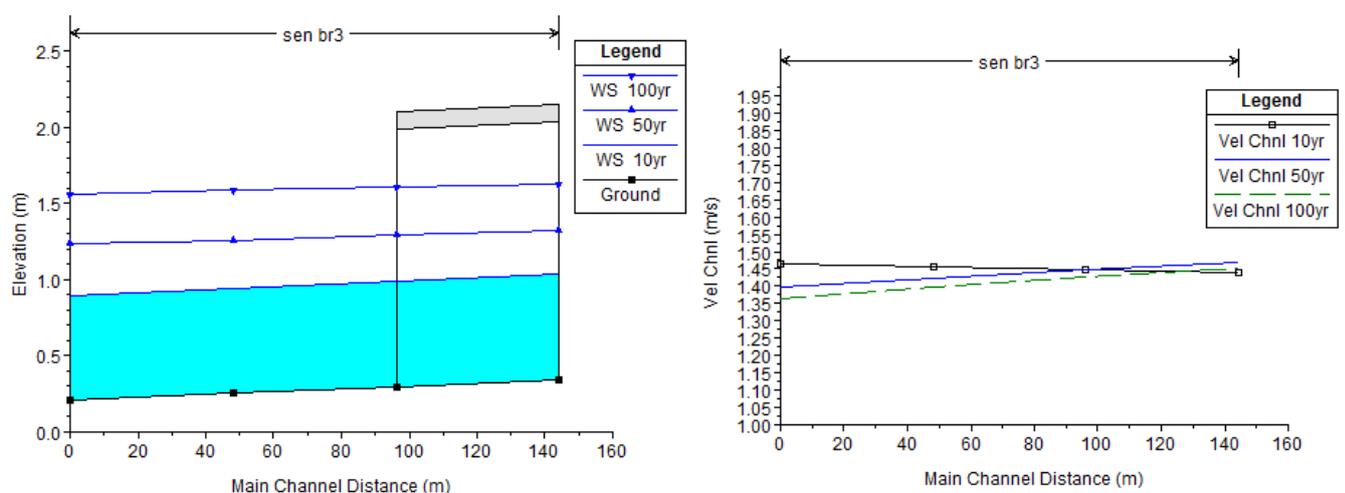


Figure 60: Ligne d'eau et profils des vitesses sur la branche br3 en régime permanent (rapport 2)

Les mêmes commentaires que pour les résultats obtenus sur la branche br2 s'applique ici aussi. Nous nous retrouvons toujours avec un écoulement parfait dans cette partie du réseau.

➤ Résultats de la Simulation sur la Branche 4 (br4)

La figure 61 représente la localisation de la branche 4 et la figure 62 montre les lignes d'eau et les profils des vitesses pour cette branche.



Figure 61: localisation de la branche br4 sur le réseau d'assainissement

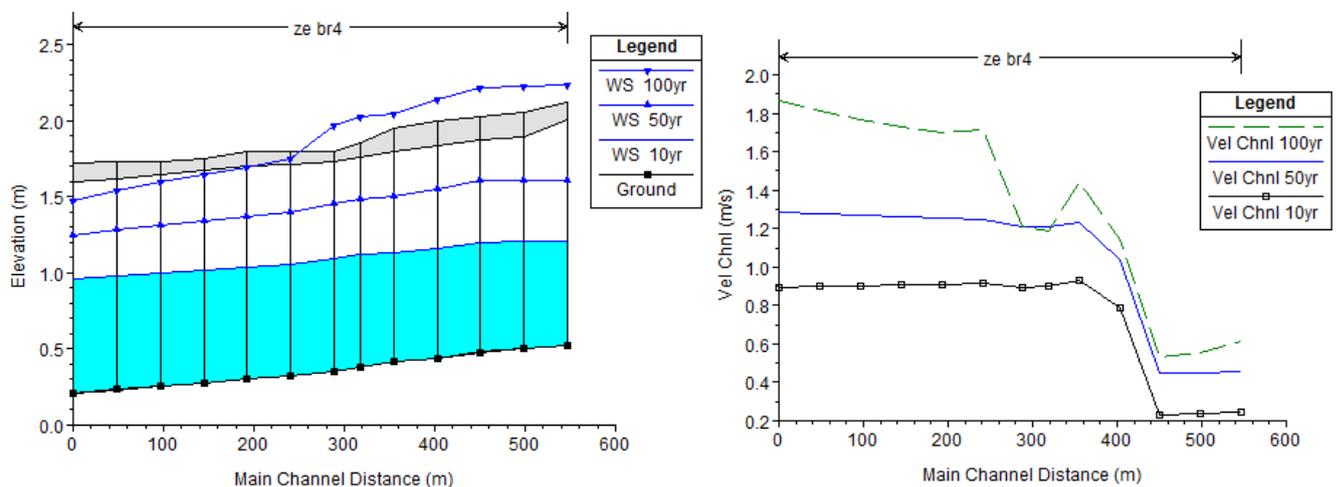


Figure 62: Ligne d'eau et profils des vitesses sur la branche br4 en régime permanent (rapport 2)

La particularité de cette branche du réseau est que nous avons un changement de débit et de pente. Pour la période de retour 10ans, la ligne d'eau montre que le changement de débit crée une légère hausse de la côte de l'eau à partir de la section située à 452m. Cette augmentation du niveau d'eau combinée à l'augmentation du débit crée une hausse de la vitesse à partir de cette même section. Le même phénomène se répète pour les débits de la période de retour 50ans.

Cependant pour ces deux premières périodes de retour nous ne constatons aucune mise en charge au niveau de cette branche. En revanche pour la troisième période (100ans) nous constatons qu'il y a une partie de cette branche qui est en charge. Ce profil crée donc une mise en charge partielle.

➤ Résultats de la Simulation sur la Branche 5 (br5)

La figure 63 représente la localisation de la branche 5 et la figure 64 montre les lignes d'eau et les profils des vitesses pour cette branche.

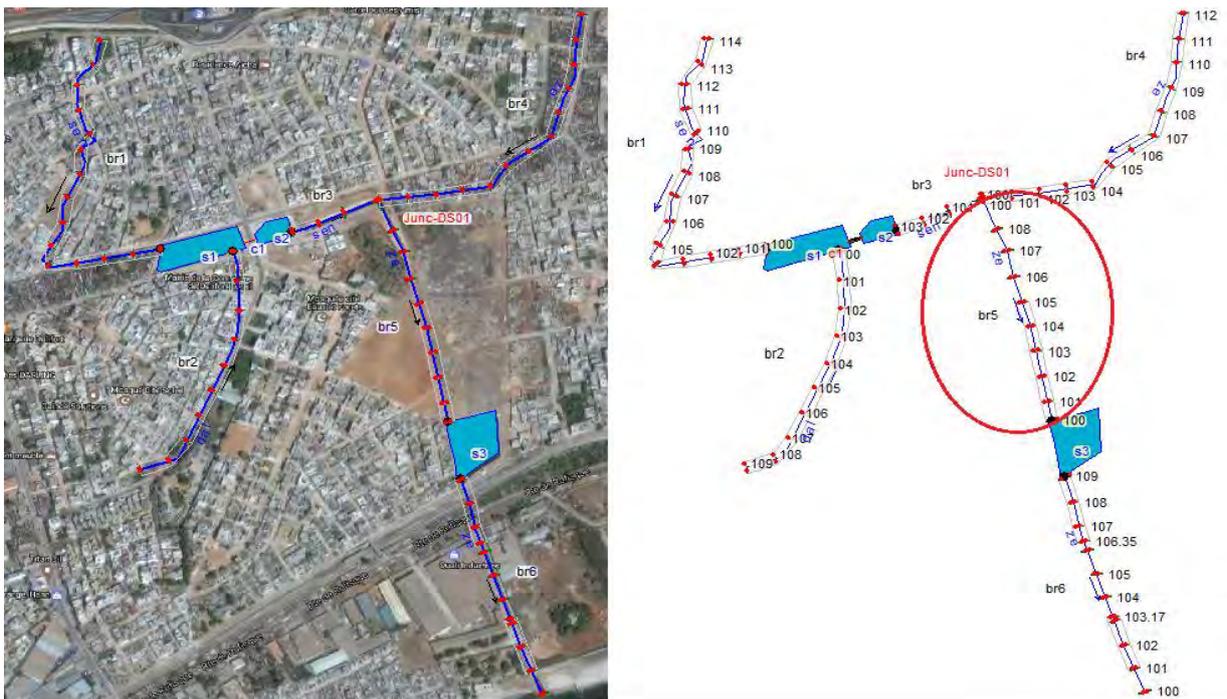


Figure 63: localisation de la branche br5 sur le réseau d'assainissement

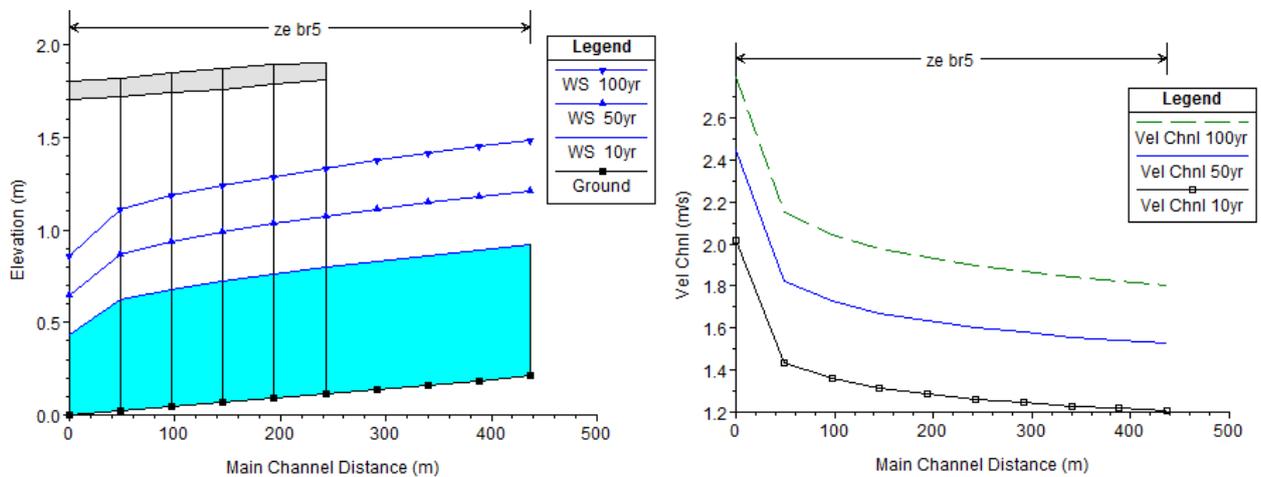


Figure 64: Ligne d'eau et profils des vitesses sur la branche br5 en régime permanent (rapport 2)

Pour cette branche aussi tout semble normal. Il n'y a ni débordement ni mise en charge.

➤ Résultats de la Simulation sur la Branche 6 (br6)

La figure 65 représente la localisation de la branche 6 et la figure 66 montre les lignes d'eau et les profils des vitesses pour cette branche s

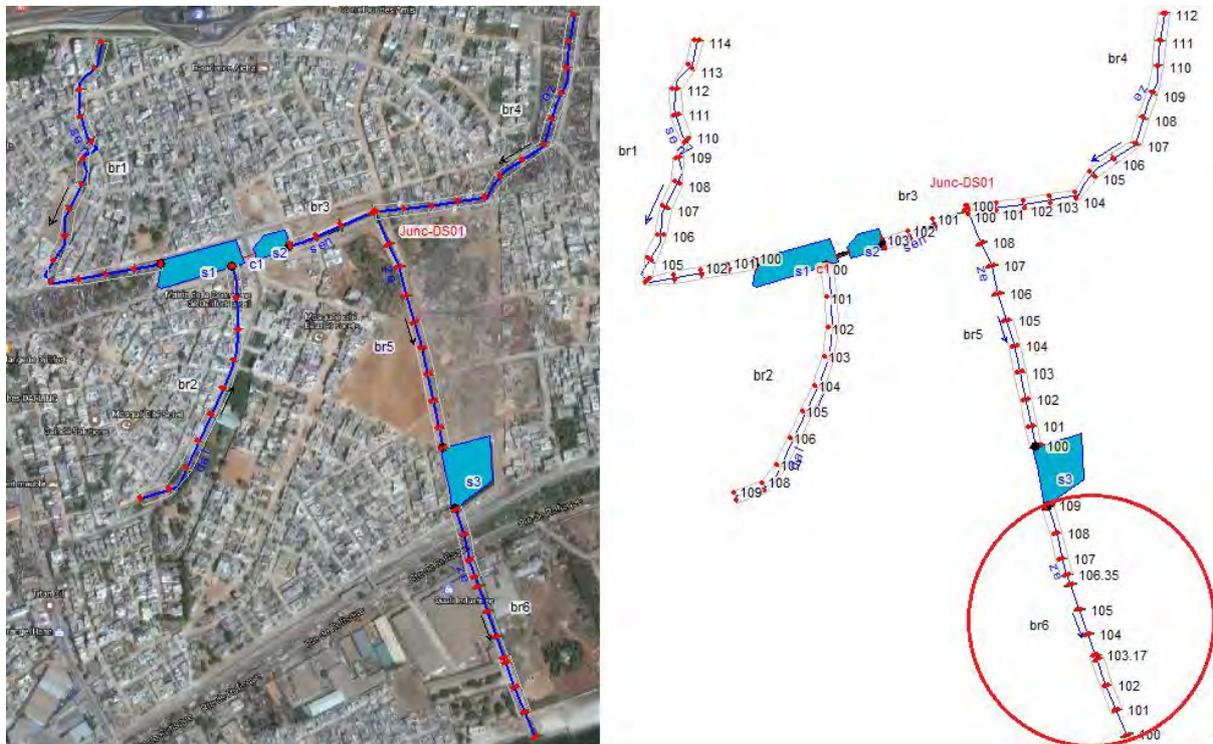


Figure 65: localisation de la branche br6 sur le réseau d'assainissement

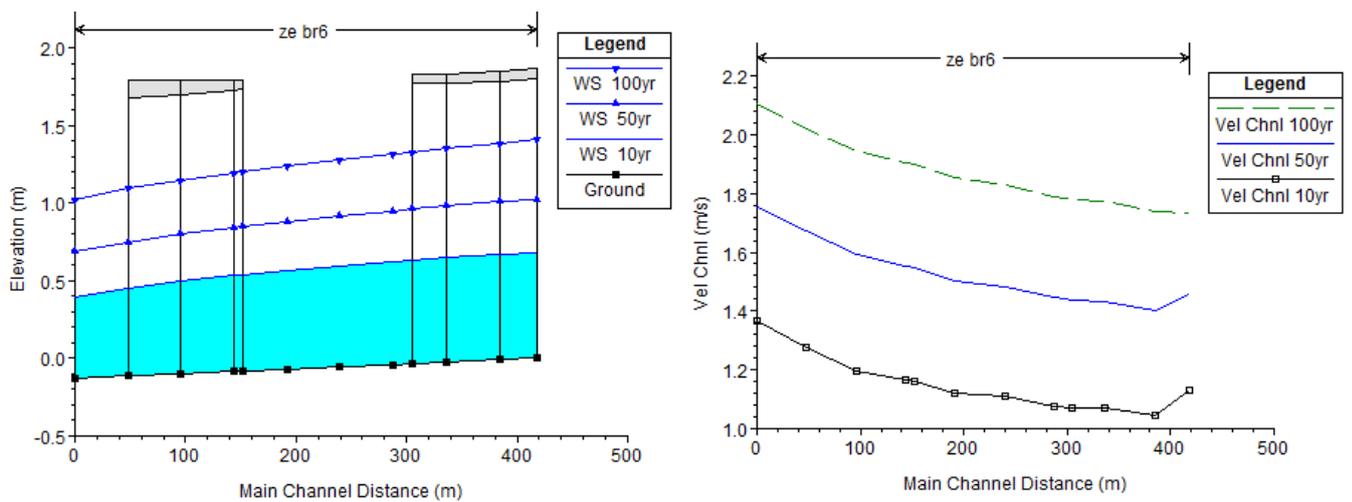


Figure 66: Ligne d'eau et profils des vitesses sur la branche br6 en régime permanent (rapport 2)

Aucun débordement ni mise en charge n'est constaté sur cette branche également.

IV.4.3.1. Conclusion de la simulation avec le réseau du rapport 2

Nous constatons qu'il n'y a pas de débordement ou de mise en charge pour la première (10 ans) et la seconde période (50 ans). Pour la troisième période de retour (100 ans), le débit à l'entrée de la branche br1 est véritablement le débit maximal de transit dans ce canal. Si on dépasse ce débit nous obtiendrons un débordement et ou une mise en charge. Quant à la branche br4 une mise en charge partielle est apparue non pas à cause de la jonction mais à cause du dépassement du débit maximal de transit dans ce canal lié à la géométrie de celui-ci. Il faut noter aussi que toute la modélisation s'est faite en supposant que l'écoulement est totalement gravitaire et fluvial. En régime torrentielle ou mixte (fluviale et torrentielle) nous ne constaterons aucun débordement dans tout le réseau d'assainissement. En conclusion le dimensionnement du rapport 2 nous semble mieux adapté et c'est ce dimensionnement qui a été adopté dans la réalisation du réseau d'assainissement de Dalifort. Ainsi dans ce qui suit, nous avons choisi ce dimensionnement afin de faire la simulation en régime non permanent.

IV.4.4. Simulation en régime non permanent avec le réseau du rapport 2

Pour le régime non permanent les entrées du réseau d'assainissement sont les branches br1, br2 et br4. Les hydrogrammes d'entrées sont obtenus à partir des hyétogrammes de pluies de Desbordes et Kiefer et du modèle hydrologique SWMM (Storm Water Management Model). C'est un logiciel sous forme de modèle de simulation pluie-débit dynamique utilisé pour la simulation à court ou à long terme de la quantité des eaux de ruissellement entre autres. Depuis sa création, SWMM a été utilisé dans des milliers d'études à travers le monde. Ainsi, les applications typiques incluent :

- la conception et le dimensionnement des composantes du système de drainage pour le contrôle des inondations ;
- le dimensionnement des installations de détention et leurs accessoires pour le contrôle des inondations et la protection de la qualité de l'eau ;
- les cartes des plaines inondables des systèmes de canaux naturels ;
- l'élaboration de stratégies de contrôle pour minimiser les débordements d'égouts unitaires ;
- l'évaluation de l'impact des afflux et l'infiltration sur les débordements d'égouts sanitaires ;
- le contrôle du ruissellement en utilisant des pratiques de développement à faible impact.

Dans le cadre de notre travail, nous avons appliqué le modèle SWMM juste pour obtenir les hydrogrammes de ruissellement avec les hyétogrammes de pluies (figure 67).

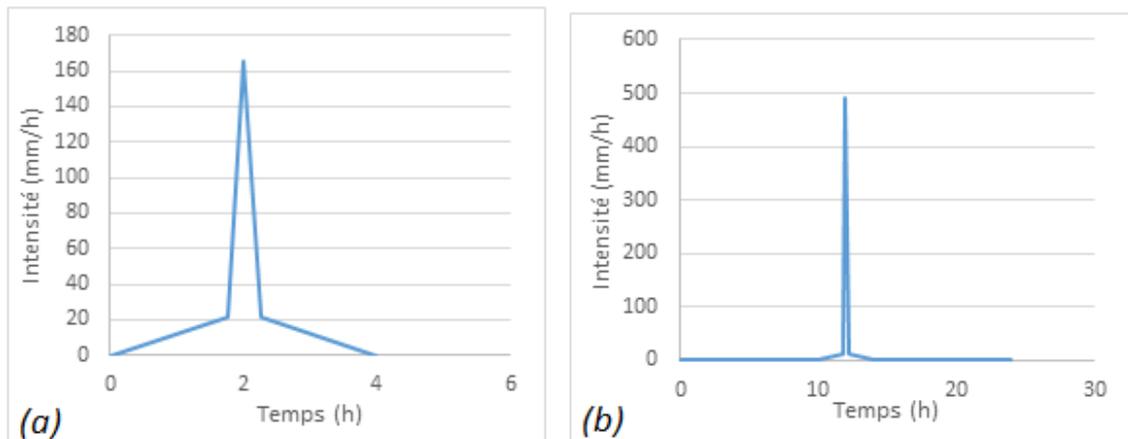


Figure 67 : Hyétogrammes d'entrée, (a) Desbordes, (b) Kiefer

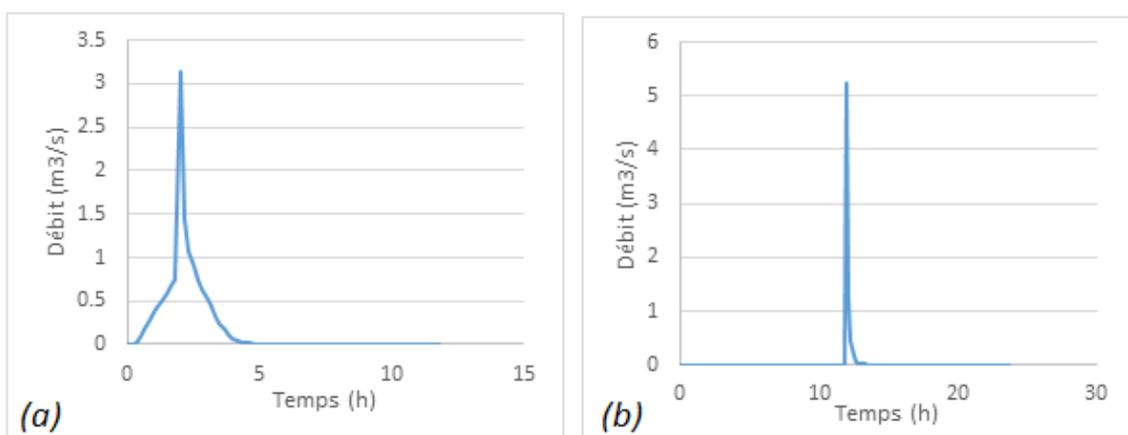


Figure 68 : Hydrogrammes de ruissellement obtenus avec SWMM, (a) Desbordes, (b) Kiefer

Le premier hydrogramme de ruissellement avec un débit maximal de $3.2 \text{ m}^3/\text{s}$ (figure 68a) est obtenu avec un hyétogramme de pluie de durée 4h et d'intensité 30min (pluie de Desbordes) et le second avec un débit maximal de $5.3 \text{ m}^3/\text{s}$ (figure 68b) avec un hyétogramme de pluie de durée 24h et d'intensité 5min (pluie de Kiefer).

IV.4.4.1. Résultats obtenus avec la pluie de Desbordes

➤ Résultats de la Simulation sur la Branche 1 (br1)

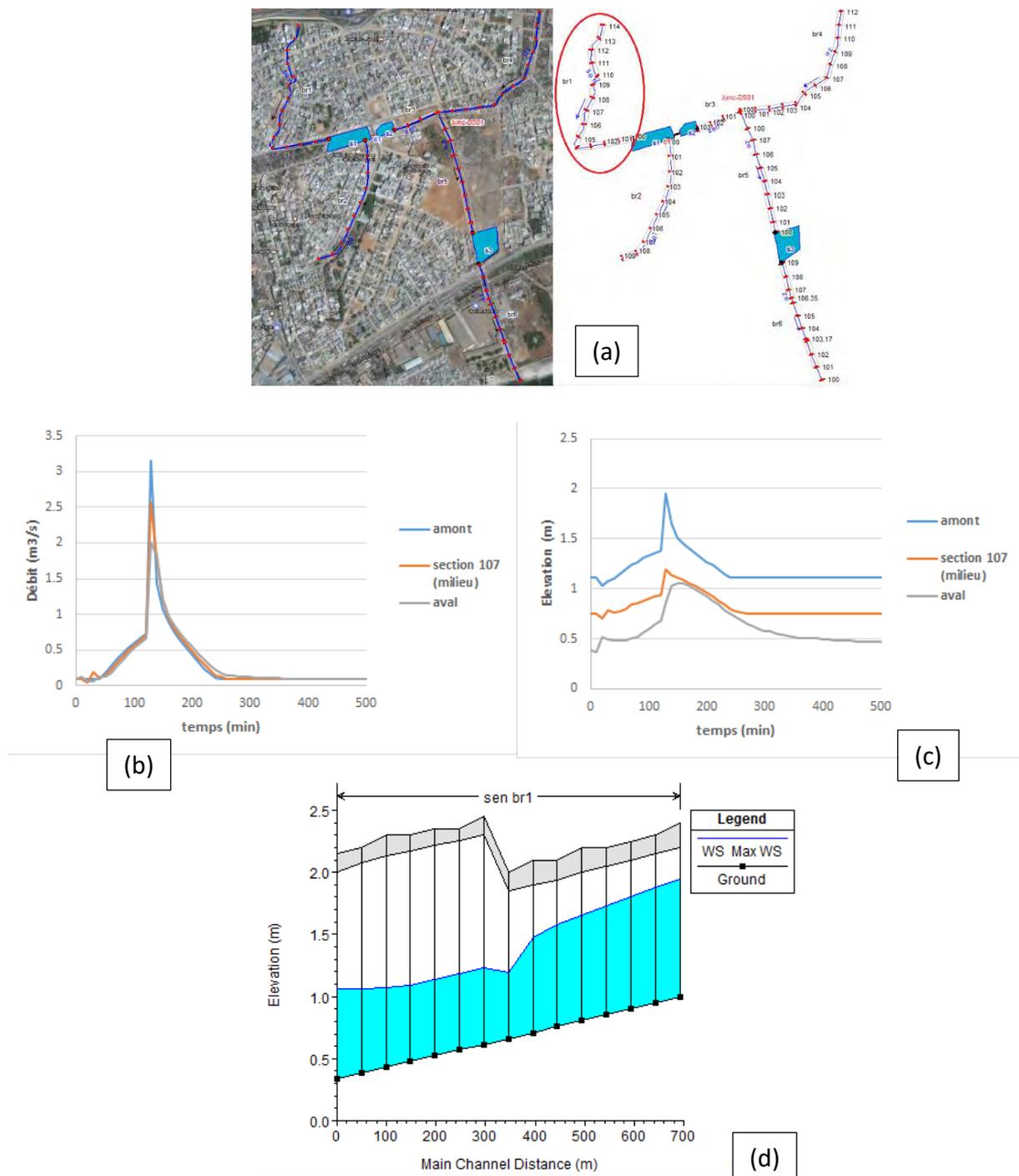


Figure 69 : Résultats en régime non permanent sur la branche br1 (Desbordes)

La figure 69 (a) permet de situer la branche dans le réseau, (b) représente la propagation de l'hydrogramme d'entrée, (c) la propagation des niveaux d'eaux en fonction du temps (limnigramme), et (d) représente la propagation de la cote maximale le long de la branche. Sur la figure (b) nous voyons toujours les effets de la diffusion et de la dispersion qui accompagne

la propagation en régime non permanent. Le débit maximal passe de $3.15 \text{ m}^3/\text{s}$ à $2.1 \text{ m}^3/\text{s}$. Cependant nous avons ici un faible décalage entre les hydrogrammes du fait que la longueur de la branche est petite. Les limnigrammes (c) suivent le comportement des hydrogrammes. Nous remarquons que les cotes maximales de l'eau arrivent au même moment que les débits maximaux. La figure (d) montre que les côtes maximales de l'eau ne dépassent jamais les côtes maximales des sections du canal. L'eau s'écoulement parfaitement dans cette branche.

➤ Résultats de la Simulation sur la Branche 2 (br2)

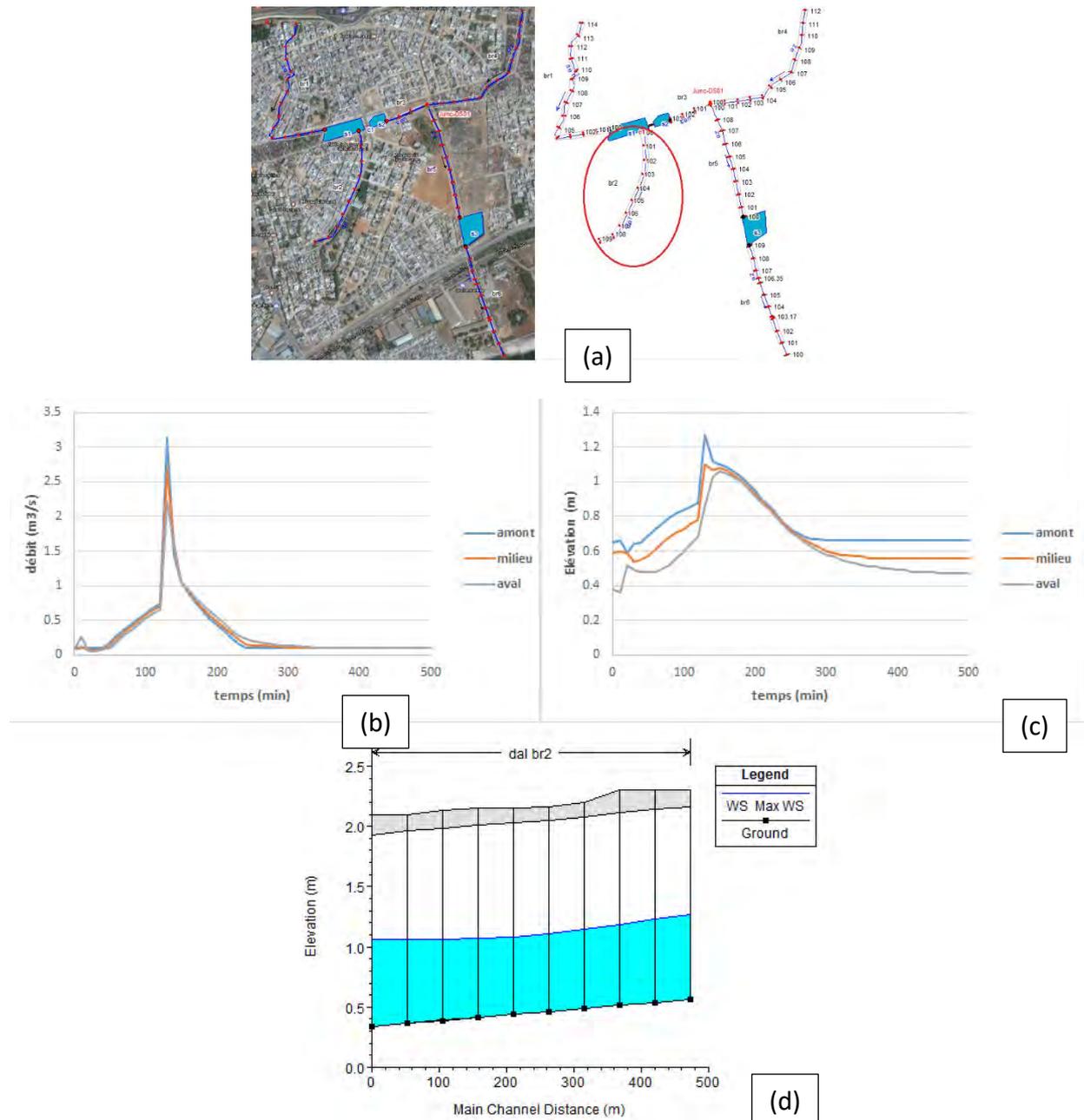


Figure 70 : Résultats en régime non permanent sur la branche br2 (Desbordes)

Nous pouvons retenir les mêmes commentaires que pour la branche br1. La propagation de la cote maximale de l'eau le long de cette branche est plus uniforme du fait qu'il n'y a pas de changement de sections dans cette branche (figure 70).

➤ Résultats de la Simulation sur la Branche 3 (br3)

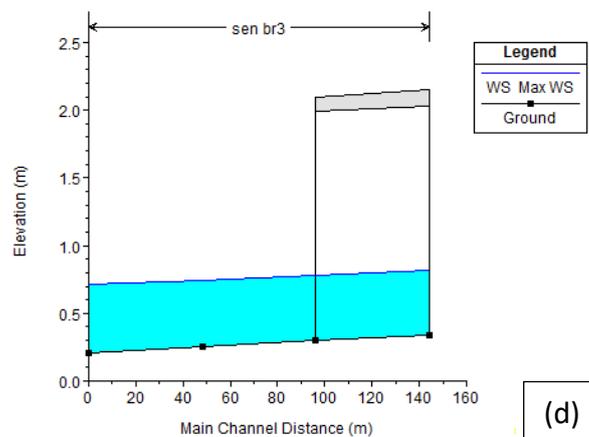
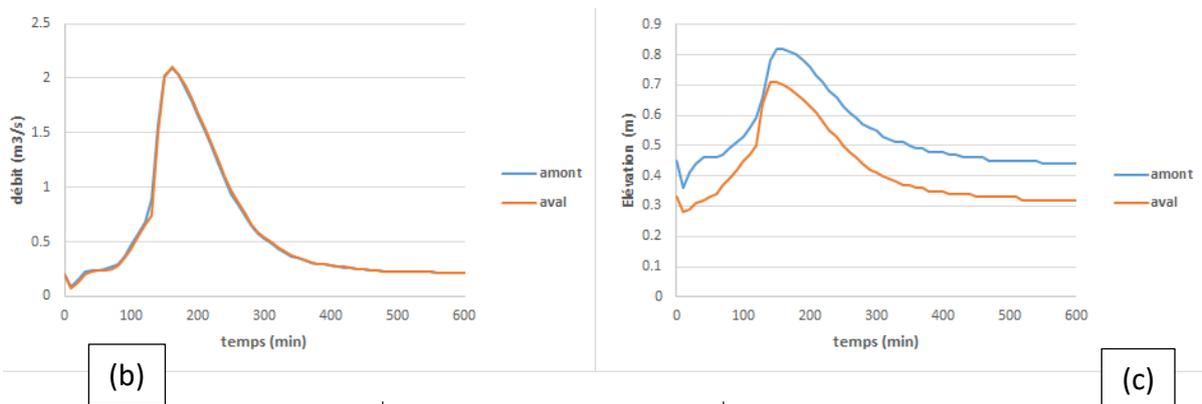
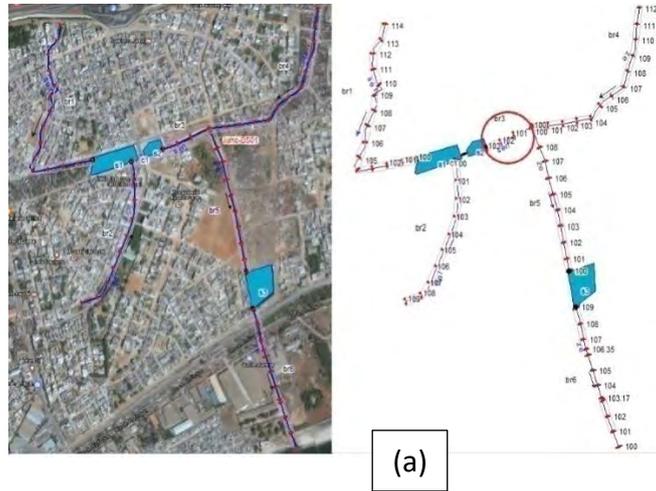


Figure 71 : Résultats en régime non permanent sur la branche br3 (Desbordes)

L'amont de cette branche est connecté au bassin S2, ce qui fait que la forme du pic devient plus arrondie (b). Le bassin joue un rôle d'écrêtage. La branche étant encore plus courte ici le décalage et l'amortissement sont très faibles. La figure (d) montre que la côte maximale ne varie que très légèrement tout au long de cette branche.

➤ Résultats de la Simulation sur la Branche 4 (br4)

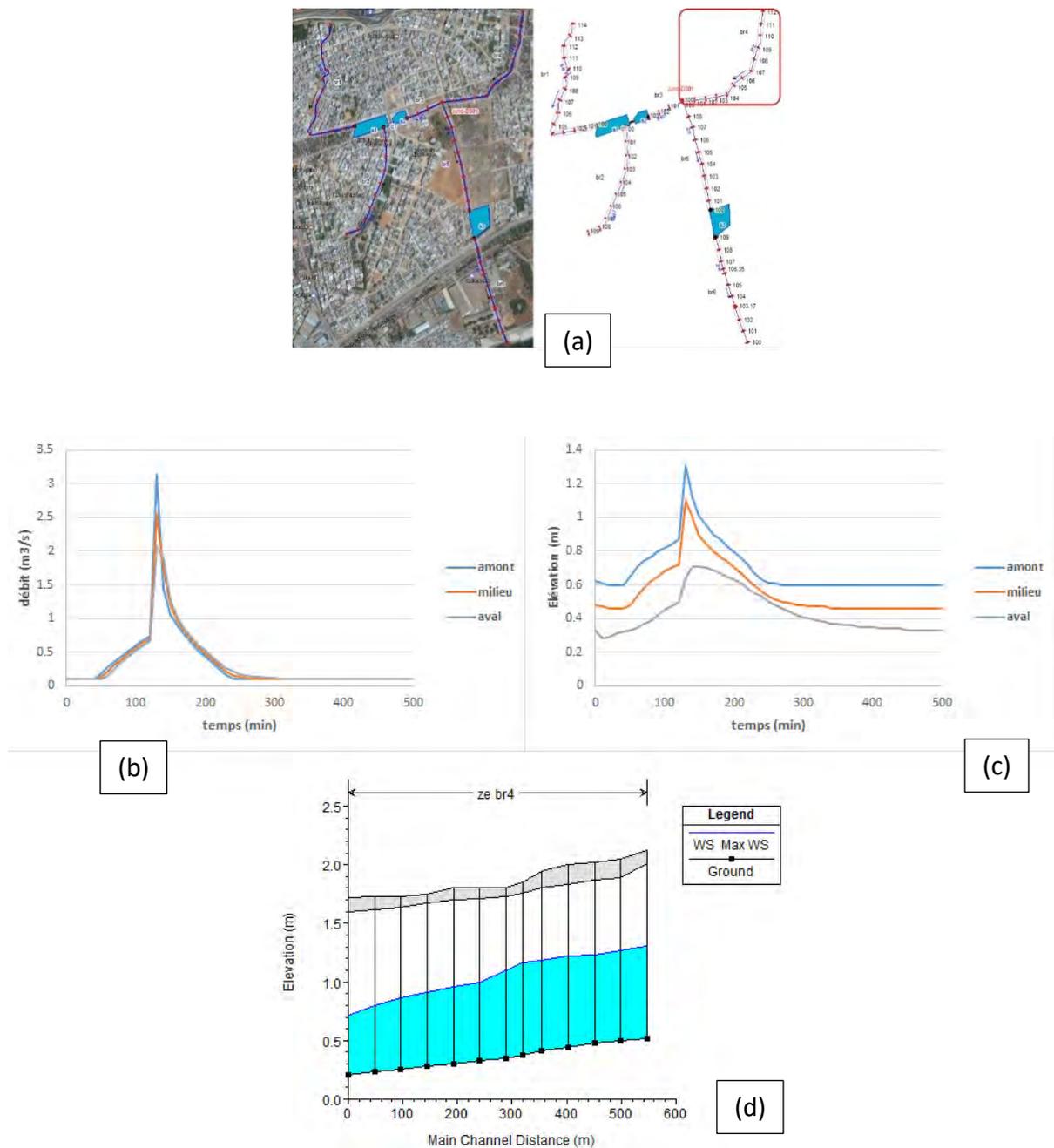


Figure 72 : Résultats en régime non permanent sur la branche br4 (Desbordes)

L'hydrogramme amont de cette branche est un hydrogramme d'entrée car cette branche fait partie des trois branches d'entée. Nous avons donc les mêmes commentaires que pour les hydrogrammes de la branche br1. Les côtes maximales le long de cette branche varient des faits combinés du changement de la géométrie des sections et du changement de pente.

➤ Résultats de la Simulation sur la Branche 5 (br5)

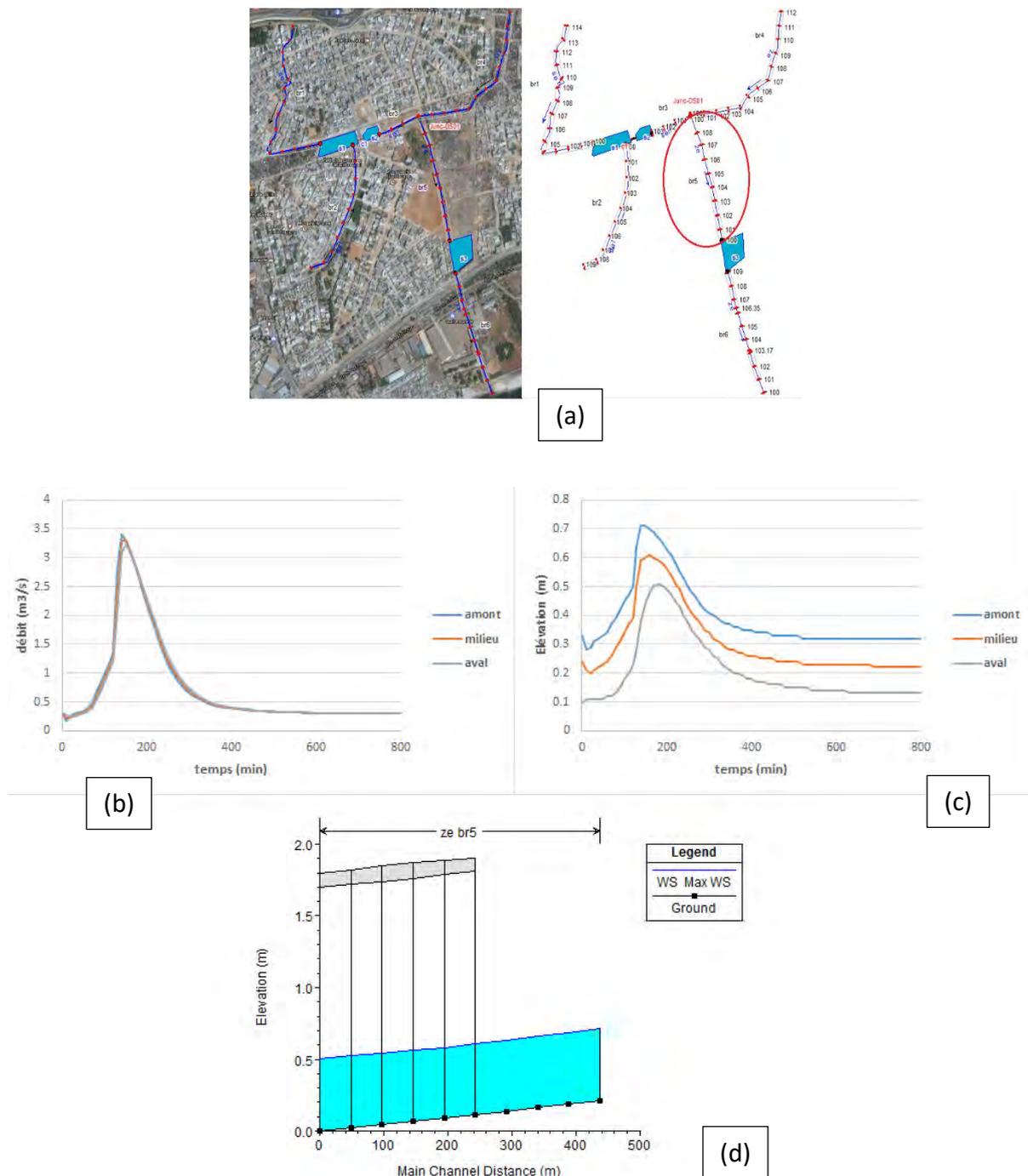


Figure 73 : Résultats en régime non permanent sur la branche (Desbordes)

La branche br5 représente la branche aval de la jonction. L'hydrogramme amont de cette branche est obtenu en faisant la somme des hydrogrammes aval des branches br3 et br4 d'après la conservation de la masse. La largeur étant plus grande que celles des branches amont br3 et br4, les effets de d'atténuation sont moins prononcés dans cette branche (a). La côte amont s'obtient avec l'équation du modèle de jonction (EBM). Nous n'avons pas de changement de géométrie donc pas de grandes variations des côtes maximales (d).

➤ Résultats de la Simulation sur la Branche 6 (br6)

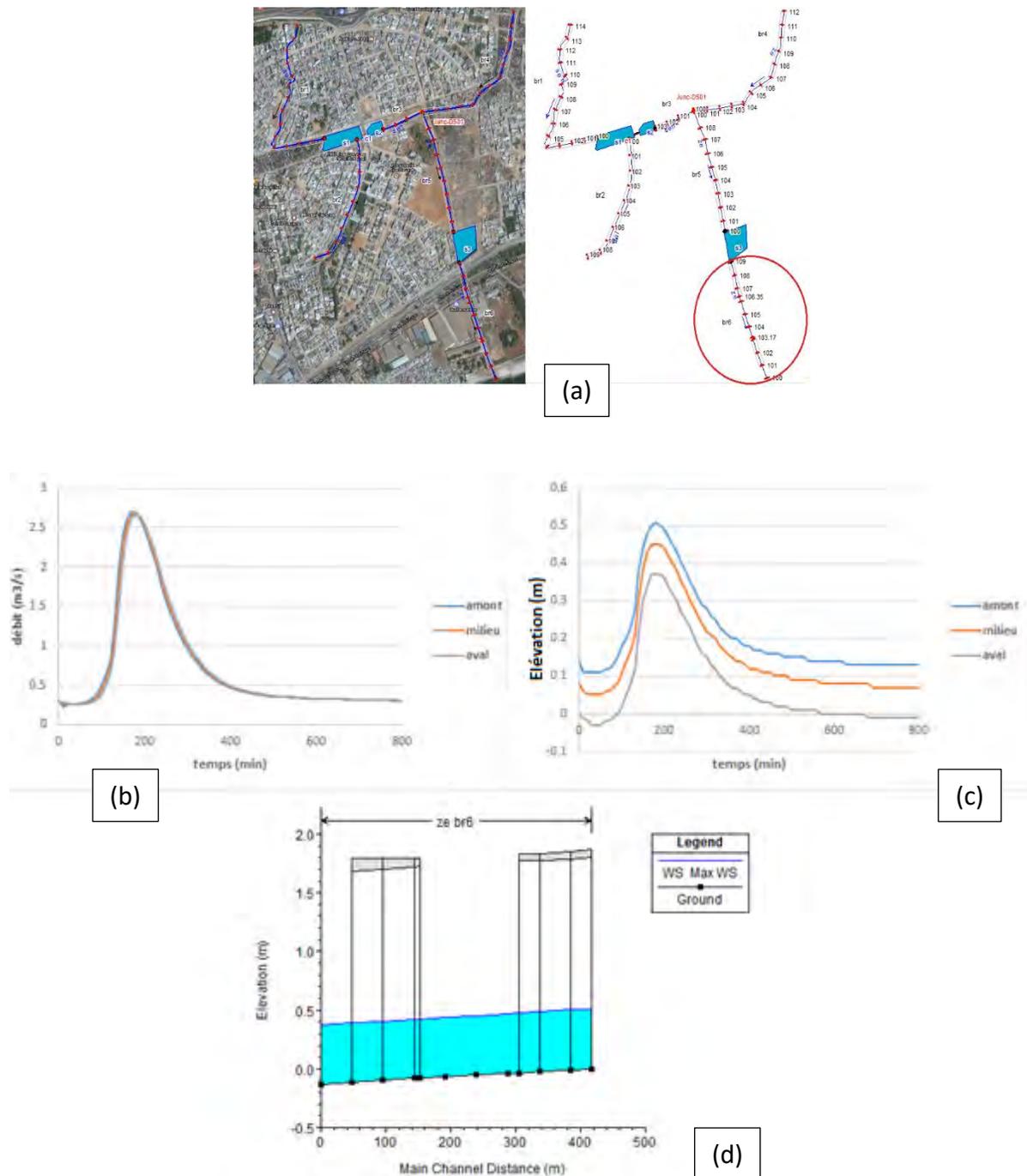


Figure 74 : Résultats en régime non permanent sur la branche (Desbordes)

C'est la dernière branche du réseau d'assainissement. Elle a en amont le bassin S3. Ce qui fait que nous avons un arrondissement du pic comme pour la branche br3. Cette branche étant aussi très large, le profil des côtes maximales est uniforme.

➤ Résultats dans les bassins :

La figure 75a montre la localisation des bassins sur le réseau d'assainissement et la figure 75b représente la courbe élévation-volume extraite à partir du MNT de la zone.

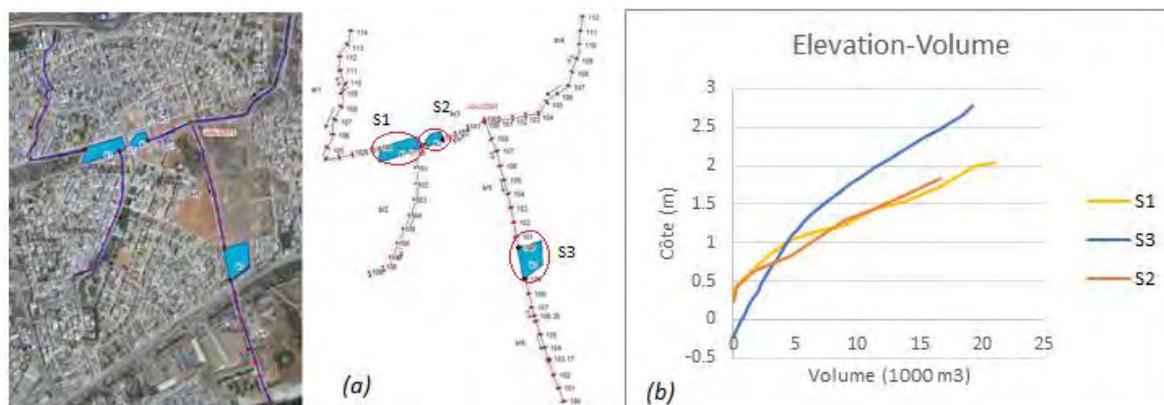


Figure 75 : localisation et courbe élévation-volume des bassins

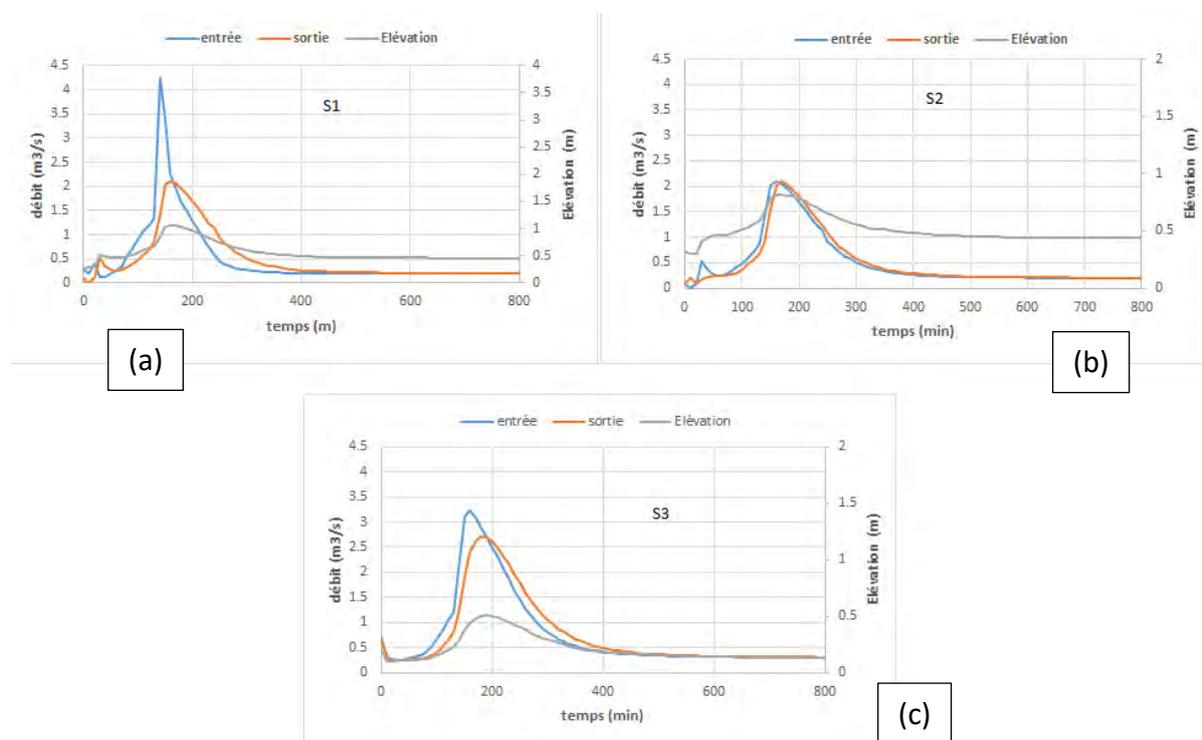


Figure 76 : Résultats dans les bassins en régime non permanent (Desbordes)

Les figures 76a, 76b et 76c représentent respectivement les résultats sur les bassins S1, S2 et S3. Dans chacune de ces figures nous avons mis l'hydrogramme d'entrée et de sortie et le limnigramme. En réalité les bassins S1 et S2 forme un seul bassin séparé par un ponceau. L'écrêtement de l'hydrogramme d'entrée et le décalage sont bien visibles dans les bassins S1 et S3. A la sortie du bassin S1 l'hydrogramme est déjà écrêté, le bassin S2 qui est petit par rapport aux deux autres ne fait que propager l'hydrogramme de sortie du bassin S1. Nous notons ainsi donc un faible amortissement du débit de pointe bien que le décalage reste toujours visible. L'écrêtement est moins prononcé que pour le bassin S1 parce que les branches amont et aval qui lient ce bassin ont des largeurs assez importantes.

En conclusion pour la simulation avec la pluie de Desbordes nous pouvons dire que le réseau est capable d'encaisser ce type de pluie. Le réseau peut fonctionner correctement sans que l'eau ne dépasse ni les hauteurs des différents canaux qui composent le réseau ni les vitesses de transit. Ce qui permet un écoulement fluvial dans tout le réseau.

IV.4.4.2. Résultats obtenus avec la pluie de Kiefer

➤ Résultats de la Simulation sur la Branche 1 (br1)

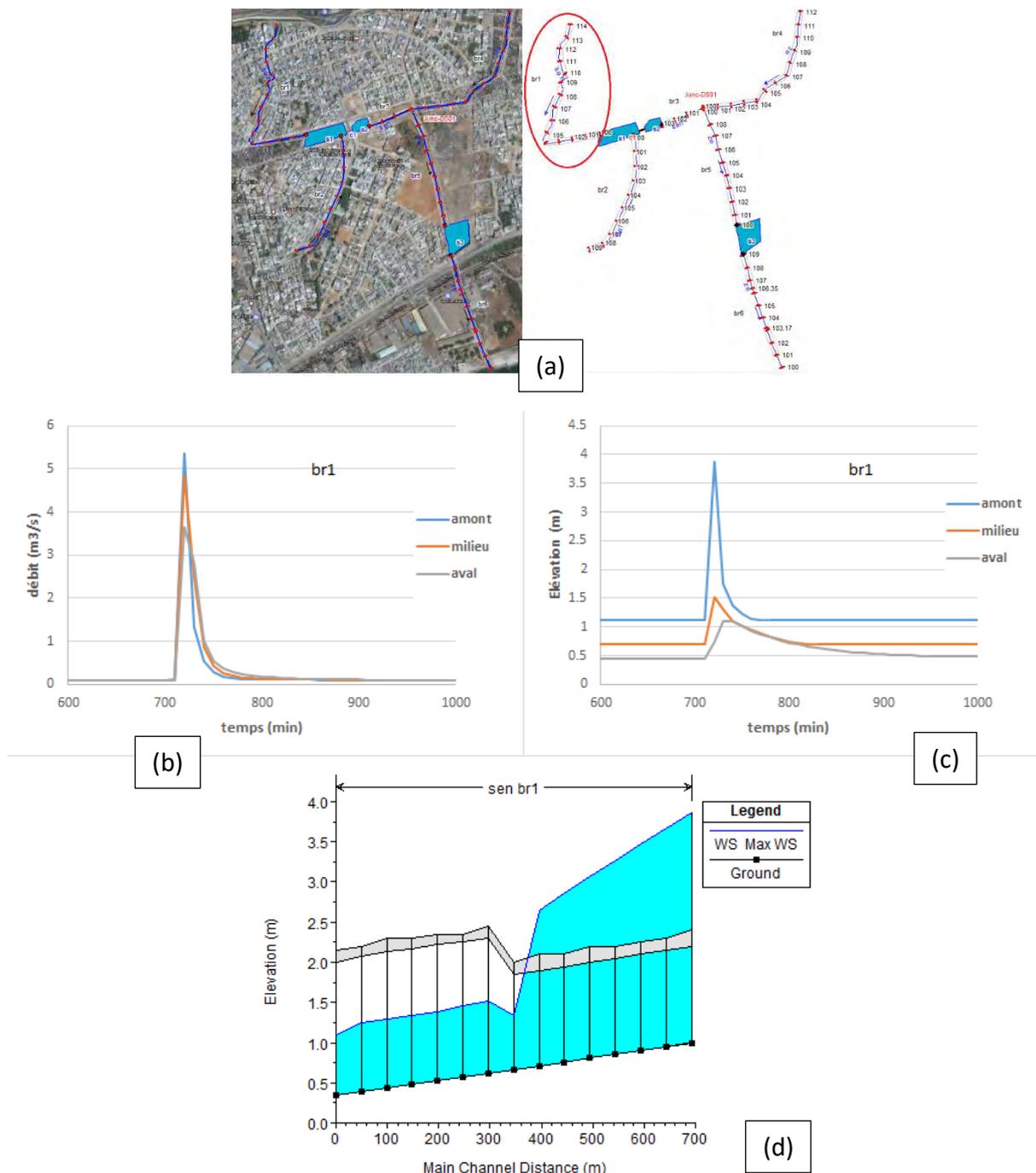


Figure 77 : Résultats en régime non permanent sur la branche br1 (Kiefer)

Avec la pluie de Kiefer nous avons un hydrogramme amont avec un débit de pointe qui est supérieur à celui de l'hydrogramme de Desbordes (5.4 m³/s contre 3.2 m³/s) mais avec un temps de base plus faible (5min contre 30 min). Nous constatons qu'il a une mise en charge partielle de cette branche. La côte de l'eau dépasse largement la hauteur de la section amont d'où le

début de la mise en charge qui se prolongera le long de cette branche jusqu'à la section située à 365m. Le débit de pointe de cette hydrogramme dépasse le débit de transit de cette branche en régime fluvial.

➤ Résultats de la Simulation sur la Branche 2 (br2)

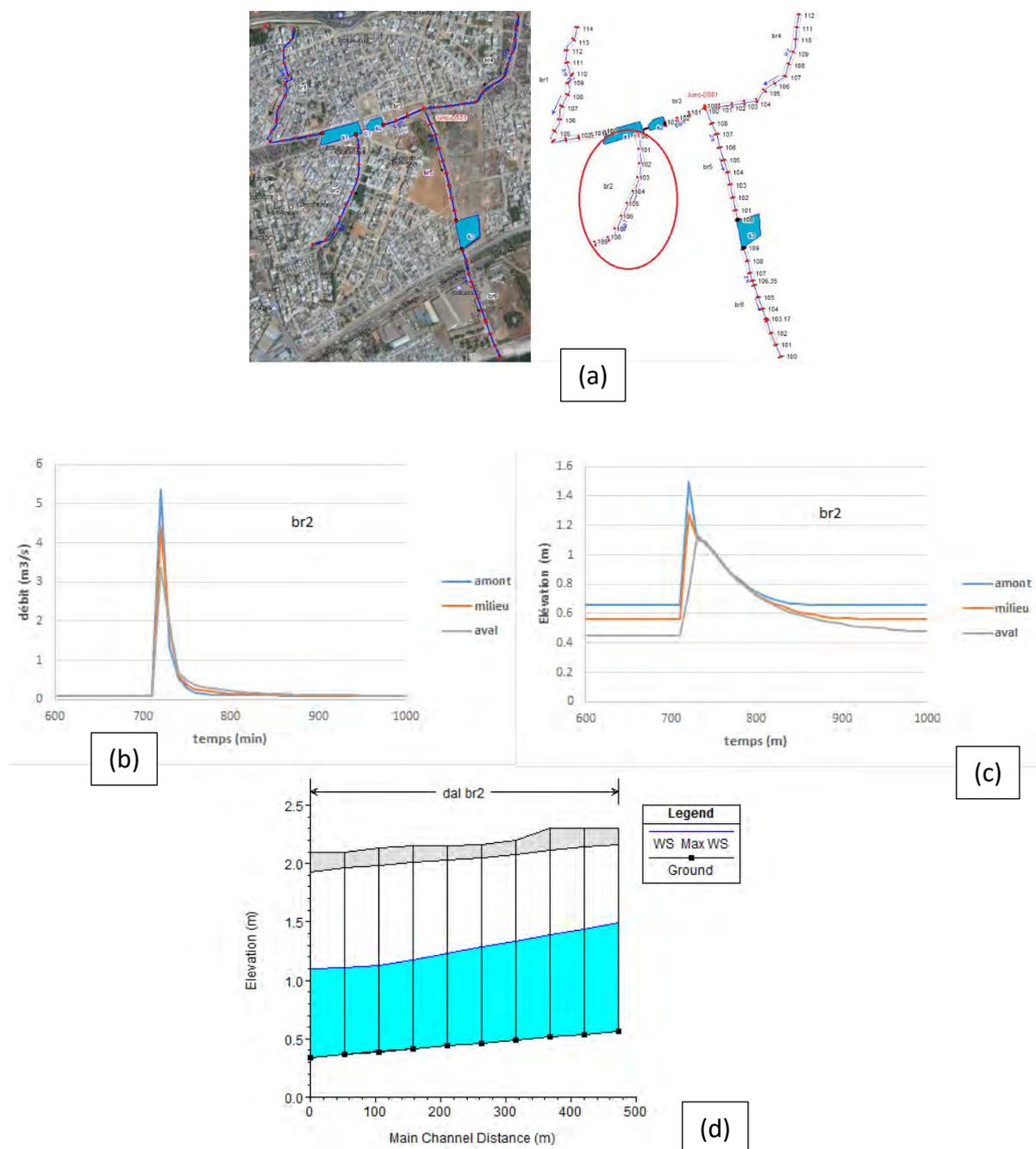


Figure 78 : Résultats en régime non permanent sur la branche br2 (Kiefer)

L'eau s'écoule parfaitement dans cette branche. Nous avons les mêmes commentaires que pour la pluie de Desbordes.

➤ Résultats de la Simulation sur la Branche 3 (br3)

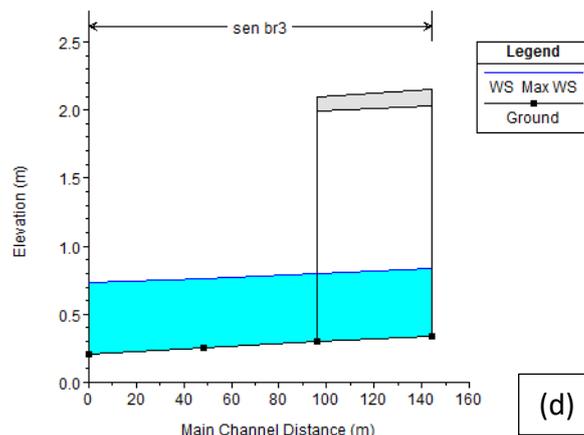
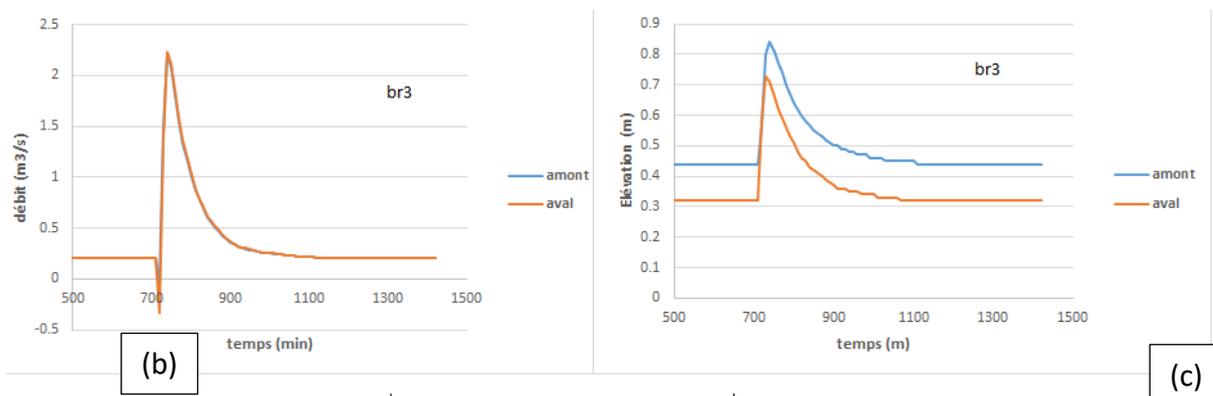
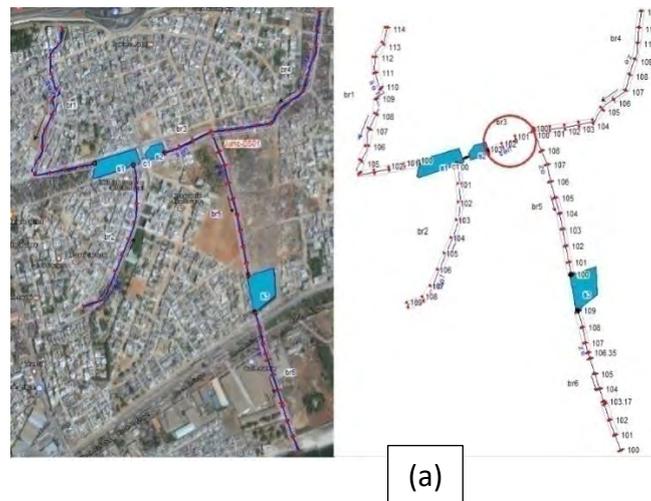


Figure 79: Résultats en régime non permanent sur la branche br3 (Kiefer)

L'observation des hydrogrammes dans cette branche montre qu'à un certain moment nous avons des débits négatifs juste avant l'arrivée du débit de pointe (figure 79b). Cela veut dire qu'à un certain moment l'écoulement se fait dans le sens inverse de l'écoulement normal. Ceci est dû d'une part au bassin en amont de cette branche qui peut aspirer l'eau dans cette dernière

et aussi à la longueur de la branche qui est très courte. Et bien entendu cela se passe évidemment dans la partie où l'écoulement est relativement permanent.

➤ Résultats de la Simulation sur la Branche 4 (br4)

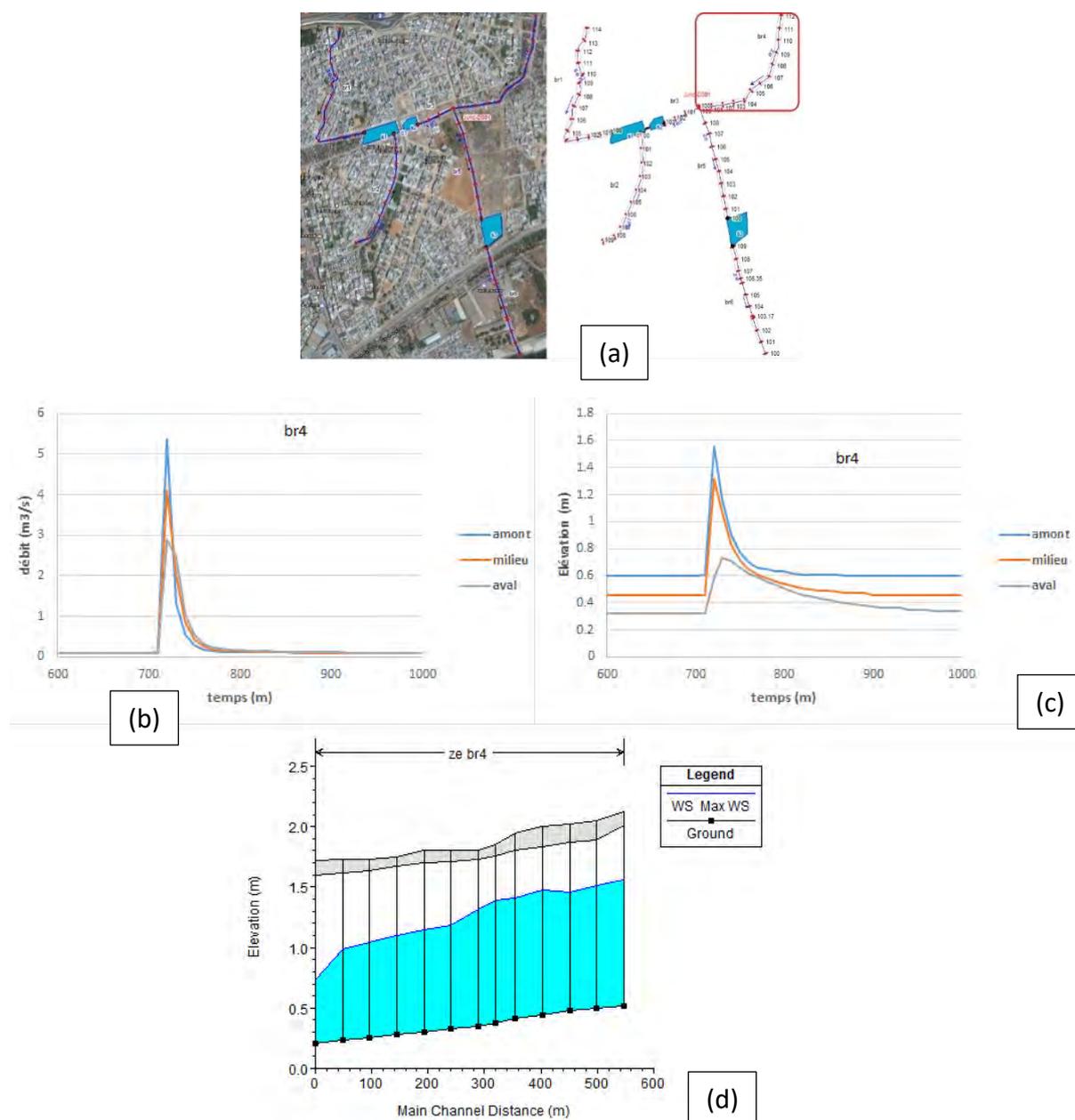


Figure 80: Résultats en régime non permanent sur la branche br4 (Kiefer)

Comme pour la simulation avec la pluie de Desbordes dans cette branche nous ne constatons aucune mise en charge ou débordement (figure 80).

➤ Résultats de la Simulation sur la Branche 5 (br5)

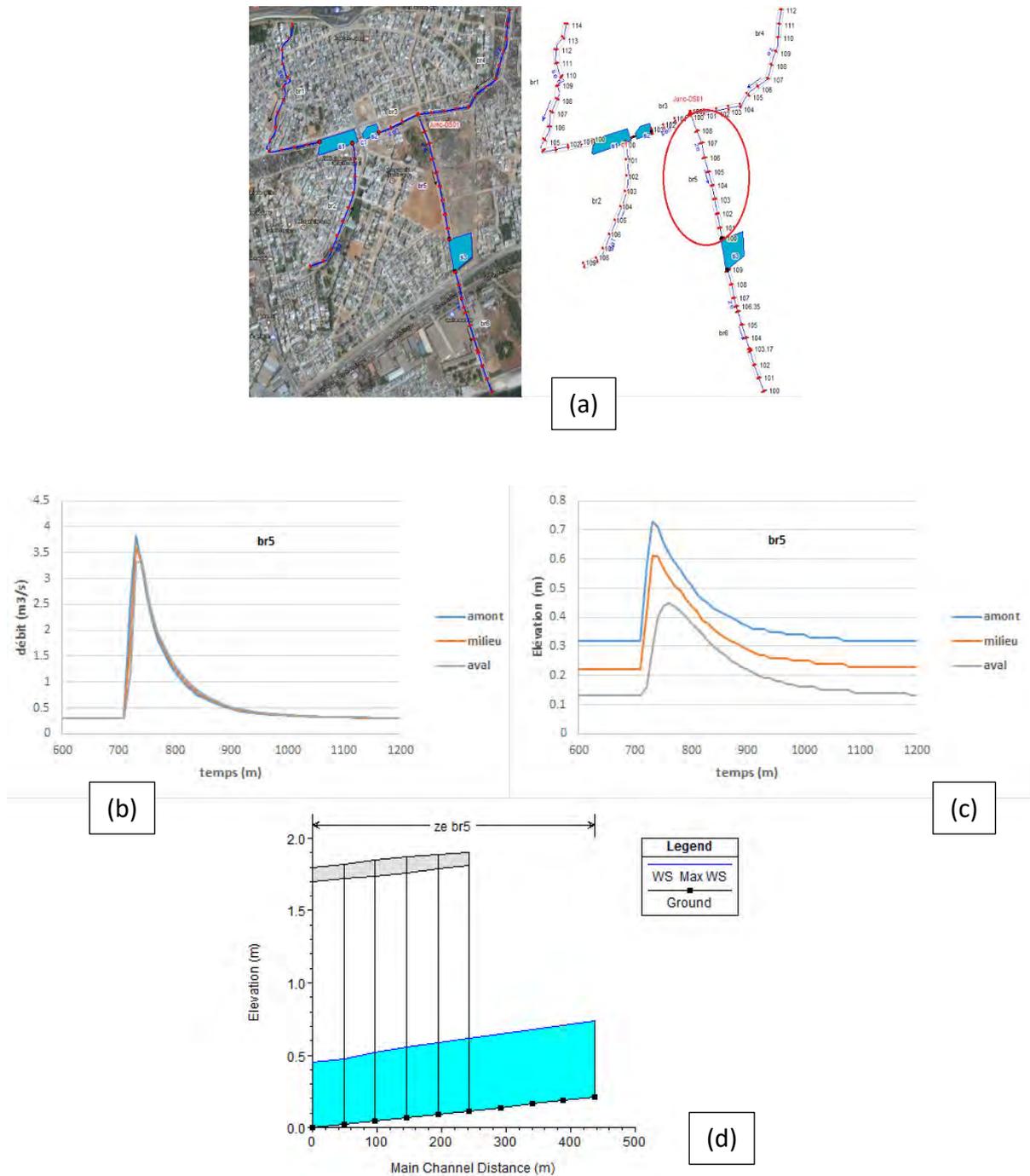


Figure 81: Résultats en régime non permanent sur la branche br5 (Kiefer)

Les résultats obtenus sur la branche 5 (figures 81b, 81c et 81d) indiquent un écoulement sans mise en charge ni débordement comme pour la simulation avec la pluie de Desbordes sur cette même branche.

➤ Résultats de la Simulation sur la Branche 6 (br6)

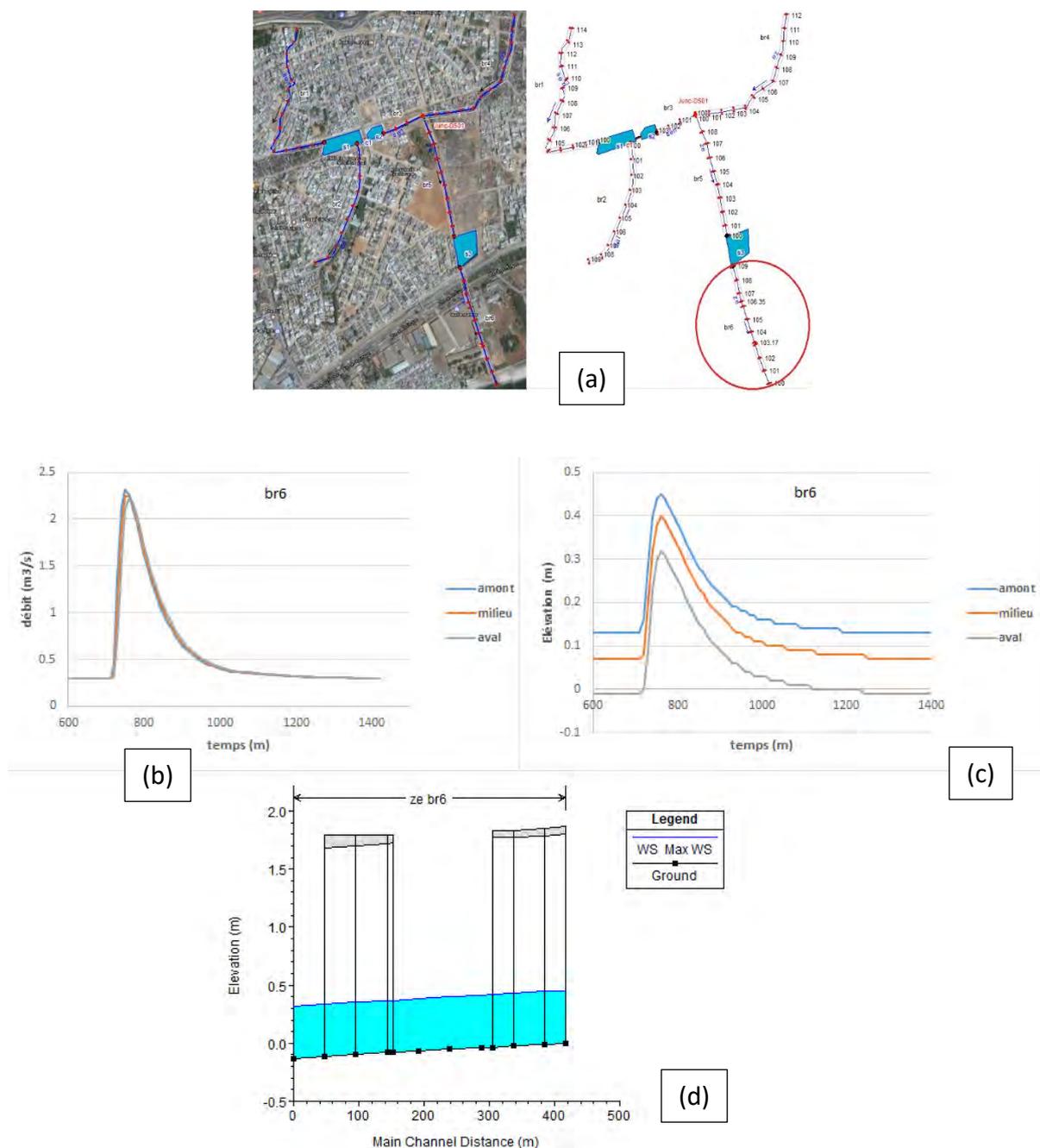


Figure 82: Résultats en régime non permanent sur la branche br6 (Kiefer)

Là aussi nous avons les mêmes remarques et analyse que lors de la simulation avec la pluie de Desbordes sur cette branche.

➤ Résultats dans les bassins

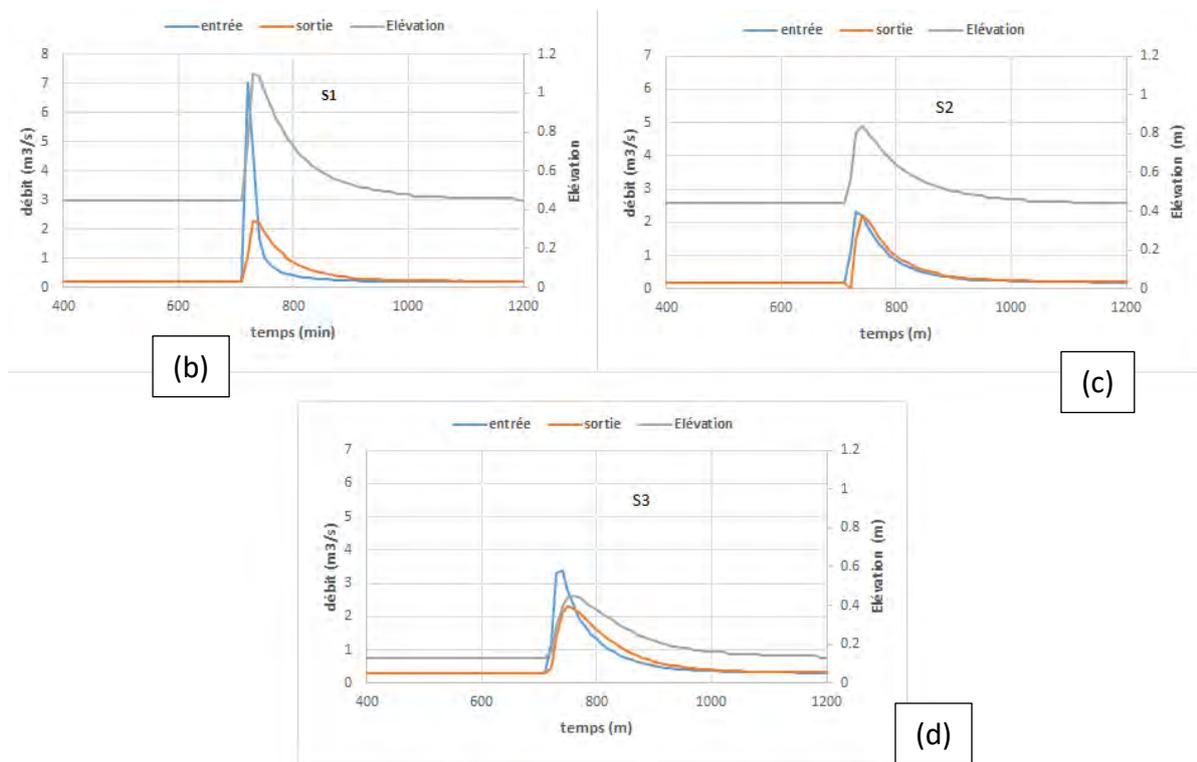


Figure 83: Résultats dans les bassins en régime non permanent (Kiefer)

Les bassins fonctionnent correctement ici aussi. Les hauteurs d'eau maximales après simulation ne dépassent jamais les hauteurs limites des différents bassins (figure 83). En conclusion malgré une mise en charge partielle de la première branche le réseau d'assainissement peut fonctionner avec la pluie de Kiefer.

IV.5. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons fait une caractérisation du bassin qui englobe notre zone d'étude. La délimitation du bassin a été faite avec ArcGis combiné avec le logiciel SWAT en utilisant un modèle de terrain (MNT) de 5m de résolution. L'utilisation des systèmes d'information géographiques (SIG) a permis une extraction automatique des caractéristiques géomorphologiques et hydrométriques. Les résultats obtenus montrent l'efficacité et la rapidité des systèmes d'informations géographiques et des modèles numériques de terrain dans le calcul des paramètres qui influencent sur l'écoulement des eaux de surface. Après cela la simulation hydraulique a été réalisée avec le logiciel GeoHecRas en régime permanent et non permanent. Les résultats obtenus montrent que le réseau du deuxième rapport est plus adéquat pour l'ensemble des débits testés en régime permanent. L'écoulement dans la branche aval de la

jonction (br5) est d'une importance capitale dans le réseau. C'est cette branche qui dicte en effet les niveaux d'eau dans les branches amont de la jonction (br3 et br4). En régime non permanent la pluie de Kiefer crée une mise en charge partielle au début du réseau d'assainissement. Cependant les bassins fonctionnent correctement avec cette pluie, c'est-à-dire qu'il n'a pas de débordement dans les bassins.

Conclusion générale

Conclusion générale

Les enjeux de la modélisation hydraulique sont multiples et leurs utilisations très variées. La représentation et la modélisation des écoulements dans les systèmes hydrauliques comportant des jonctions en constituent un domaine très important. Dans ce travail de recherche, plusieurs modèles, certains complémentaires, ont été utilisés de différentes manières afin de contribuer un tant soit peu à l'étude de la modélisation de ces écoulements, en passant par la compréhension des phénomènes physiques ainsi que le développement de codes de calcul numérique.

Pour ce faire, nous avons dans un premier temps décrit les équations qui régissent les écoulements de l'eau dans la nature qui sont obtenues à partir des équations de Navier-Stokes 3D dans le cas général. Ces équations étant très complexe, leur résolution analytique est rare voire impossible. Même avec l'essor de l'informatique et les grandes avancées dans le calcul numérique, les supercalculateurs actuels ne nous permettent pas toujours de résoudre numériquement certains problèmes liés à l'écoulement des ondes de crue. Ainsi, avec le besoin de méthodes de calcul rapides, économes en données et qui permettent de porter un diagnostic en situation d'urgence ou de définir le cahier des charges d'une étude ultérieure plus détaillée, des simplifications ont été adoptées par les hydrauliciens moyennant un certain nombre d'hypothèses. Plusieurs modèles simplifiés existent mais nous avons choisi dans ce travail d'utiliser le système d'équations de Saint-Venant 1D. Le passage du système d'équations de Navier-Stokes 3D au système de Saint-Venant a été donc décrit dans le premier chapitre. Ce système, formé de l'équation de continuité et de l'équation dynamique, a été abondamment utilisé par les hydrauliciens pour résoudre les problèmes tels que les inondations, qu'elles soient dû à des causes naturelles ou à une rupture d'ouvrage.

Cependant, connaître les équations mises en jeu lors de l'écoulement ne suffit pas, il faudrait les résoudre numériquement car comme nous l'avons signalé plus haut la résolution analytique est quasi impossible d'où l'objectif du chapitre deux. Une brève présentation des méthodes numériques pour la résolution des équations de Barré de Saint Venant 1D a été faite. Ensuite nous avons utilisé le schéma implicite à quatre points de Preissmann et la résolution numérique par la méthode du double balayage pour développer et réaliser un code numérique pour simuler la propagation d'ondes de crue à travers un canal rectangulaire. Dans la simulation d'un hydrogramme simple ou complexe avec ce code développé, nous notons toujours les phénomènes qui accompagnent la propagation des crues : la diffusion et la dispersion. Les

résultats obtenus ont été comparés avec ceux du logiciel HecRas dont les bases théoriques et le fonctionnement ont été passés en revue aussi. Cette comparaison nous a permis de valider notre code de calcul avec un Nash qui tourne aux environ de 95%.

Nous nous sommes ensuite attaqués dans le chapitre III à la simulation numérique des écoulements à travers les jonctions. L'étude bibliographique a montré que les modèles de jonctions trouvés dans la littérature sont de nature empirique et n'ont pas toujours été couplés avec le système de Barré de Saint-Venant. La plupart des codes de calculs qui permettent la simulation de l'écoulement au voisinage des jonctions utilisent le modèle le plus simple, basé sur l'égalité des hauteurs d'eau à la jonction. Ainsi dans le code de calcul que nous avons développé au chapitre II nous avons introduit le modèle de l'égalité des hauteurs d'eau au niveau de la jonction pour obtenir notre code de calcul final. Nous avons utilisé le code ainsi modifié dans la simulation d'un hydrogramme simple ou complexe à travers un système hydraulique comprenant des jonctions. Nous notons toujours les phénomènes qui accompagnent la propagation des crues : la diffusion et la dispersion. Cette diffusion a tendance à diminuer à la sortie d'une jonction. Nous pouvons l'expliquer par l'augmentation du temps de base (étalement de l'hydrogramme). La conservation de la complexité de l'hydrogramme ne se fait ici qu'avec des branches de longueurs courtes mais nous nous retrouvons toujours à l'aval de la jonction avec un hydrogramme simple. Pour des branches de mêmes longueurs, la jonction ne joue pas un rôle sur la forme de l'hydrogramme à la sortie mais elle peut jouer sur l'amplitude de l'hydrogramme. Pour les branches de longueurs différentes, elle joue un rôle sur la forme de l'hydrogramme à la sortie et bien entendu sur l'amplitude aussi. Nous avons ensuite comparé les deux modèles de jonction basés sur la conservation de la masse et de l'énergie : le modèle de l'égalité des hauteurs d'eau (EWS) utilisé dans le code de calcul que nous avons mis au point et le modèle basé sur l'énergie (EBM) utilisé dans le logiciel HecRas. La comparaison des hydrogrammes en aval de la jonction montre que l'EBM reproduit mieux la dispersion et la diffusion rencontrées dans la propagation naturelle de l'onde de crue dans la rivière ou les canaux. En analysant les équations régissant les deux modèles de jonction, il semble que cela puisse être dû au fait que le modèle basé sur EWS néglige l'énergie cinétique et les pertes par frottement. En conclusion La confrontation entre les résultats simulés par notre code et les résultats obtenus avec le logiciel HecRas pour un écoulement transitoire dans le cas d'une confluence fluviale a permis de conclure que : bien que beaucoup plus facile à mettre en œuvre, le modèle de jonction basé sur l'égalité de la surface de l'eau est moins adapté dans les réseaux de canaux. Cela dit le modèle de l'égalité des hauteurs d'eau peut être utilisé en première

approche pour un dimensionnement parce qu'il surestime le débit de pointe et dans un dimensionnement mieux vaut travailler avec la capacité maximale de ce fait nous nous assurons que, même avec le débit calculé avec HecRas qui est plus faible, le fonctionnement sera satisfait.

Le dernier chapitre de cette thèse décrit l'étude du fonctionnement hydraulique du réseau d'assainissement de Dalifort avec le logiciel GeoHecRas qui intègre en même temps les Systèmes d'Information Géographiques ainsi que la modélisation hydraulique en régime permanent et non permanent. Il a été utilisé à cause de sa facilité d'utilisation contrairement aux autres logiciels de ce genre et de sa rapidité de réponse. Le réseau d'assainissement de Dalifort est situé dans le bassin de la Grande Niaye. La description et l'exploitation des caractéristiques géométriques a été faite en utilisant les Systèmes d'Information Géographiques. Ce qui nous a permis de conclure que ce bassin était vieux, allongé, avec un relief très faible et un court temps de concentration. La complexité du réseau d'assainissement réside dans le fait qu'il comporte une jonction et deux (2) bassins dont l'un est séparé en deux (2) par un ponceau. La jonction joue ici un rôle très important car il permet la rencontre et l'acheminement des eaux venant de la droite du réseau et celles venant de gauche. Les résultats de l'application de GeoHecRas en régime permanent avec les caractéristiques des deux dimensionnements du réseau ont permis de comprendre le pourquoi du choix du dimensionnement du rapport de 2012. En régime non permanent la simulation a été faite en utilisant des pluies de projet (Desbordes et Kiefer). Cela a montré que le réseau d'assainissement fonctionne bien en régime fluviale avec la pluie de Desbordes mais avec la pluie de Kiefer on se retrouve avec une mise en charge partielle de la première branche du réseau si elle est hermétique ou un débordement si elle ne l'est pas. La capacité maximale de transit de cette branche a été dépassée par le débit maximal généré lors de cet épisode pluvieux.

En définitive, ce travail nous a permis de comprendre le fonctionnement et les équations utilisés dans les logiciels de modélisation hydraulique. Des résultats encourageants sur la simulation de l'écoulement à travers une jonction avec l'application de notre algorithme de calcul ont été trouvés. Cependant les modèles utilisés dans ce travail n'ont pas fait l'objet de calibrage et de validation préalable, en effet il n'existe pas de stations de mesures sur le réseau d'assainissement. Cette opération reste très importante pour l'utilisation des résultats de ce travail.

Dans les perspectives, l'évolution des moyens de calcul fait apparaître une demande croissante d'une représentation et d'une simulation hydraulique plus détaillées permettant de visualiser

les effets tridimensionnels de la jonction et de définir le risque d'inondation. La satisfaction de cette demande passe par l'utilisation de modèles bi ou tridimensionnels qui s'appuient sur une description détaillée du système physique et un calage des paramètres à partir d'un maximum d'informations afin de pouvoir représenter par exemple des phénomènes secondaires tels que l'infiltration, la pluie, la dissipation d'énergie due aux chocs sur les parois de la jonction ou à la forte turbulence. D'autre part le transport de sédiment qui, par son rôle pendant les crues, augmente l'incertitude sur les résultats précédents doit être pris en compte pour déterminer la pérennité des aménagements de lutte contre les inondations. Une mise à jour du code de calcul développé, en insérant la prise en charge du transport solide est prévu à cet effet. La mise en place de stations de mesures dans les réseaux d'assainissement permettrait également une étude du fonctionnement et un contrôle plus efficace.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

ABBOTT M. B. (1975). Unsteady Flow in Open Channels. Water Resources Publications. Colorado, Usa : K. Mahmood And V. Yevjevich. Chapter 3, Method of Characteristics, pp 63-88.

ABDALLAH M. (2005). Les méthodes de discrétisation numérique de problèmes hyperboliques non linéaires appliquées aux équations de Barré de Saint-Venant pour la modélisation de l'hydraulique en réseau d'assainissement. Thèse de doctorat : Université Louis Pasteur de Strasbourg, 196p.

AMARA L., BERREKSI A., ACHOUR B. (2016). Application of the finite volume method to the computation of water hammer protection. Larhyss Journal, ISSN 1112-3680, n°28, pp 303-317

ANWAR H. (1955). Strömungsverhältnisse bei Flussvereinigungen. PhD thesis, Technical Univ. of Karlsruhe, Germany.

BAGHLANI A., TALEBBEYDOKHTI N. (2013). Hydrodynamics of right-angled channel confluences by a 2d numerical model. IJST, Transactions of Civil Engineering, Vol. 37, No. C2, pp 53-78

BATISTA M. (1990). Contribution à l'étude de la propagation de crues en hydrologie. Thèse de doctorat Sciences et Techniques de l'Environnement, Ecole National des Ponts et Chaussées, 291p

BEDJAOUI N., LITRICO X., KOENIG D., RIBOT-BRUNO J., MALATERRE P.O. (2008). Static and dynamic data reconciliation for an irrigation canal, Journal of Irrigation and Drainage Engineering, Vol. 134, No. 6, pp. 778-787.

BENDALI A. (2013). Méthodes des éléments finis. Cours, Département de génie mathématique, INSA Toulouse. 112p

BEST J. L. and REID I. (1984). Separation zone at open-channel junctions. Journal of Hydraulic Engineering, Vol.110, pp 1588-1594.

BIEDRON R. T. (2017). FUN3D Manual. NASA, Langley Research Center, Hampton Virginia

- BLOSCHL et SIVAPALAN.** (1995). Scale issues in hydrological modeling: A review. *Journal of Hydrological Processes*. Vol. 9, pp 251-290.
- BONAKDARI H.** (2006). Modélisation des écoulements en collecteurs d'assainissement – Application à la conception de points de mesures. Thèse de doctorat Génie Civil, Université de Caen, 263p
- BOWERS C. E.** (1950). Hydraulic model studies for Whiting Field naval air station. Part V. Studies of Open-Channel junctions. Saint Anthony Falls Hydraulic Laboratory Project Report, No. 24(1950).
- BRITO M., CANELAS O. B., LEAL J. L., CARDOSO A. H.** (2014). 3D numerical simulation of flow at a 70° open-channel confluence. V Conferência Nacional de Mecânica dos Fluidos, Termodinâmica e Energia MEFTE 2014, 11–12 Setembro 2014, Porto, Portugal APMTAC
- BRUNNER P. W.** (2010). Hec-Ras River Analysis System Hydraulic Reference Manual Version 4.1., US Army Corp of Engineers Institute for Water Resources.
- BUYER M.** (2002). Transport de flux en réseau d'assainissement : modèle 1 D pour l'hydraulique des collecteurs et déversoirs avec prise en compte des discontinuités. Thèse de doctorat : Université Louis-Pasteur de Strasbourg I, 238 p.
- CARBALLADA L., QUACH T. T., MARCHE C. and RAMAMURTHY A. S.** (1981). Modèle de jonction des rivières. Proc., 19th IAHR Congress., p 273-280.
- CEMAGREF.** (1997). Régulation et gestion des canaux à surface libre. Inventaire des canaux d'irrigation à surface libre dans le sud de la France. Enquête et étude des pratiques de régulation et des performances des canaux à but agricole. Rapport DERF, Cemagref-Ministère de l'Agriculture et de la pêche.
- CHAABELASRI E.** (2011). Contribution à la modélisation des écoulements en eaux peu profondes, avec transport de polluant. (Application à la baie de Tanger). Thèse de doctorat. Dynamique des Fluides [physics. u-dyn]. Faculté des sciences Oujda
- CHANDRESH G. PATEL, PRADIP J. GUNDALIYA.** (2016). Floodplain Delineation Using HECRAS Model - A Case Study of Surat City. *Open Journal of Modern Hydrology*, Vol 6, pp 34-42

CHEN M. L. (2001). Commandes optimale et robuste des équations aux dérivées partielles régissant le comportement des systèmes hydrauliques à surface libre. Thèse de Doctorat de l'Institut National Polytechnique de Grenoble.

CHOW V. T. (1959). Open-Channel Hydraulics. New York: McGraw-Hill. 680 p. ISBN: 0-07-Y85906-X

CHRISTODOULOU G.C. (1993). Incipient hydraulic jump at channel junctions. Journal of Hydraulic Engineering. Vol.119(3), p 409-421.

COOLEY R. L., MOIN S. A. (1976). Finite element solution of Saint-Venant equations. Journal of the Hydraulics Division, 102(6), 759-775.

CRAIG P. M. (2016). User's Manuel for EFDC explorer: a Pre/Post Processor for the Environmental Fluid Dynamics Code. Dynamic Solutions International – Knoxville.

CUNGE J.A., LIGGETT J.A. (1975). Unsteady Flow in Open Channels. Water Resources Publications. Colorado, Usa : K. Mahmood and V. Yevjevich. Chapter 4, Numerical methods of unsteady flow equations, pp 89-182.

DESCROIX L., NIANG A. D., PANTHOU G., BODIAN A., SANE Y., DACOSTA H. (2015). Évolution récente de la pluviométrie en Afrique de l'ouest à travers deux régions : la Sénégalie et le bassin du Niger moyen. Climatologie, Vol. 12, pp 25-43

EKA O. N. (2008). Derivation 2-DH Depth Averaged : disponible sur <http://ekaoktariyantongroho.wordpress.com/2008/04/03/derivation-of-2d-depth-averaged/>

EWEMOJE T. A., ABIMBOLA O. P. (2014) Verification of Coefficient of Rectangular Side Weirs using Shabayek Model. Research Journal of Applied Sciences, 9(7), pp 397-401

FADAI-GHOTBI A. (2007). Modélisation de la turbulence par approche URANS et hybride RANS-LES. Prise en compte des effets de paroi par pondération elliptique. Thèse de doctorat, Ecole Doctorale des Sciences pour l'Ingénieur, Spécialité : Mécanique des Fluides. Université de Poitiers. 243p

FAYE R. M., MORA F., CAMINO A., ACHAIBOU A. K. (1996). The contribution of intelligent systems to water resources management and control. Journée Hispano-Française sur les systèmes intelligents et le contrôle avancé, Barcelone

- FINAUD-GUYOT P.** (2009). Modélisation macroscopique des inondations fluviales et urbaines - Prise en compte des écoulements directionnels et des échanges lit majeur - lit mineur. Thèse de doctorat : Université Montpellier II - Sciences et Techniques du Languedoc, 217p.
- FREAD D. L., JIN M.** (1997). Dynamic Flood Routing with Explicit and Implicit Numerical Solution Schemes. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 123. No. 3, pp 166-196
- GANESAN T. and AWANG M.** (2015). Large Eddy Simulation (LES) for Steady-State Turbulent Flow Prediction. Springer International Publishing Switzerland. *Engineering Applications of Computational Fluid Dynamics, Advanced Structured Materials 44*, DOI 10.1007/978-3-319-02836-1_2. Pp 17-32.
- GHOSTINE R.** (2009). Contribution à la résolution numérique des équations de Barre de Saint-Venant bidimensionnelles par une méthode de type éléments finis discontinus. Thèse de doctorat : Université de Strasbourg, 258p.
- GHOSTINE R., MOSE R., VASQUEZ J., GHENAIM A AND GREGOIRE C.** (2010). Two-Dimensional Simulation of Subcritical Flow at a Combining Junction. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 136, No. 10. ©ASCE, ISSN 0733-9429/2010/ pp 799–805.
- GISONNI C., HAGER W. H.** (2002). Supercritical flow in the 90° junction manhole. *Urban Water*, pp 363-372.
- GROUPEMENT SGI, CABINET MERLIN, EDE.** (2011). Etude du plan directeur de drainage des eaux pluviales de la région Périurbaine de Dakar. Rapport, Agence de Développement Municipal – ADM. 152p
- GUINOT V., CAPPELAERE B., DELENNE C.** (2009). Finite volume solution of one dimensional shallow water sensitivity equations. *Journal of Hydraulic Research*, 47 pp 811-819
- GÜNDÜZ O.** (2004). Coupled Flow and Contaminant Transport Modeling in Large Watersheds. Ph.D. Dissertation, School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA, USA, 467p
- GURRAMS. K., KARKI K. S., HAGERW. H.** (1997). Subcritical Junction Flow. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol 123, pp 447- 455.
- HAGER W. H., GISSONI C.** (2005). Supercritical flow in sewer manholes. *Acqua e Città*. I Convegno Nazionale Di Idraulica Urbana. Sant Agnelli (NA)

HAGER W. H. (1989). Supercritical flow in channel junctions. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 115, No. 5, pp 595–615.

HAIDER S. (2001). Contribution à la modélisation d'une inondation en zone urbanisée, approche bidimensionnelle par les équations de Saint-Venant. Thèse de PhD. Institut National des Sciences Appliquées de Lyon (France). 180p

HAMRICK J. M. (1992). Estuarine environmental impact assessment using a three-dimensional circulation and transport model. *Estuarine and Coastal modeling, Proceedings of the 3rd International conference*. Newyork, pp 292-303.

HSU C. C., LEE W. J., CHANG C. H. (1998). Subcritical open channel junction flow. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol.124 (8), pp 847-855.

IYENGAR S. R. K., JAIN R. K. (2009). *Numerical Methods*. Published by New Age International (P) Ltd., Publisher. ISBN: 978-81-224-2707-3

KANE S. (2014). Modélisation des écoulements à travers une jonction. Mémoire de Master II, Hydraulique. Université Cheikh Anta Diop de Dakar, Faculté des Sciences et Techniques. 60p

KANE S., SAMBOU S., TRAORE V. B., TAMBA S., NDIONE D. M. (2015). Modélisation de l'écoulement à travers une jonction de canaux de sections rectangulaires. *Afrique Science*, Vol.11, N°5 <http://www.afriquescience.info/document.php?id=5146>. ISSN 1813-548X.

KANE S., SAMBOU S., LEYE I., DIEDHIOU R., TAMBA S., NDIONE D. M. (2017) Modeling of Unsteady Flow through Junction in Rectangular Channels: Impact of Model Junction in the Downstream Channel Hydrograph. *Computational Water, Energy, and Environmental Engineering (CWEEE)*, 6, 304-319. <https://doi.org/10.4236/cweee.2017.63020>

KLONIDIS A. J., SOULIS J. V. (2001). An implicit scheme for steady two-dimensional free-surface flow calculation. *Journal of Hydraulic Research*, 39 (4), pp 393-402

KOUYI G. L., MOMPLOT A., SUN S., NESRIME H. (2014) Vitesses à l'aval d'une jonction. Journées techniques COACHS. INSA ; COACH, LGCIE

LAHMEYER INTERNATINAL, UNI CONSEILS, ANTEAGROUP. (2012). Etude des ouvrages primaires de drainage des eaux Pluviales de la région périurbaine de Dakar. Rapport, Agence de Développement Municipal – ADM/Sénégal. 76p

- LAMAGAT J. P., MOREL-SEYTOUX H. J., ALBERGEL J.** (1993). Analyse de la propagation des ondes de crues. *Hydrol. Continent.*, Vol. 8, no 2, pp 113-137.
- LEON A. S., GHIDAOUI M. S., SCHMIDT A. R., GARCIA M. H.** (2007). An Efficient Finite-Volume Scheme for Modeling Water Hammer Flows. *Journal of Water Management Modeling*. R227-21. doi: 10.14796/JWMM.R227-21. Pp 411-430.
- LEYE I.** (2014). Modélisation inverse des écoulements dans un canal à l'aide du modèle Muskingum. Mémoire de Master II, Hydraulique. Université Cheikh Anta Diop de Dakar, Faculté des Sciences et Techniques. 59p
- LITRICO X.** (1999). Modélisation, identification et commande robuste de systèmes hydrauliques à surface libre. PhD thesis, Cemagref.
- LHOMME J.** (2006). Modélisation des inondations en milieu urbain : approches unidimensionnelle, bidimensionnelle et macroscopique. Hydrologie. Université Montpellier II - Sciences et Techniques du Languedoc.
- LITRICO X., FROMION V., BAUME J. P, MALATERRE P. O.** (2000). Modélisation et commande robuste de systèmes hydrauliques à surface libre : application aux rivières et canaux d'irrigation, Journées Automatique et Environnement, Nancy, mars 2000.
- LONGXI H.** (2008). Parameter estimation in channel network flow simulation. *Water Science and Engineering*, Mar. 2008, Vol. 1, No. 1, 10–17 ISSN 1674–2370
- MALATERRE P. O.** (1994). Modélisation, analyse de commande LQG d'un canal d'irrigation. PhD thesis LAAS-CNRS-ENGREF-Cemagref, INSBN 2-85362-368-8.
- MBOW C.** (2013). Cours de Mécanique des fluides en Master 2 de Mécanique des Fluides et Applications (MFA). Sénégal, Université Cheikh Anta Diop (UCAD) de Dakar, Faculté des Sciences et Techniques.
- MOUSSA R.** (1996). Analytical Hayami solution for the diffusive wave flood routing problem with lateral inflow. *Hydrological Processes Journal*. Vol. 10 pp 1209-1227
- MOUYOKAKANI R. D.** (2012). Les équations de saint venant 1 d en régime transitoire et leur résolution numérique : effet de la longueur et de la rugosité du canal sur la propagation des ondes de crue. Mémoire de master II : Université Cheikh Anta Diop de Dakar, 71p.

- MULLAERT C.** (2011). Etude mathématique des équations de Navier-Stokes et de Saint-Venant. Thèse de Doctorat. Université Pierre et Marie Curie – Paris. 114p
- NDIAYE T.** (2015). Dérivation des équations de Saint-Venant bidimensionnelles et recherche bibliographique sur les applications. Mémoire de Master II. Mécanique des Fluides et Applications. Université Cheikh Anta Diop de Dakar/Faculté des sciences et Techniques. 69p
- NDIONE D. M.** (2014). Analyse des séries chronologiques de pluies annuelles et mensuelles au Sénégal et changement climatique. Mémoire de Master II. Mécanique des Fluides et Applications. Université Cheikh Anta Diop de Dakar/Faculté des sciences et Techniques. 70p
- NDIONE D. M., SAMBOU S., KANE S., LEYE I., SANE M. L.** (2017). Statistical analysis for assessing randomness, shift and trend in rainfall times series under climate variability and change : case of Sénégal. *Journal of Geoscience and Environment Protection*. Vol. 5, pp 123-149.
- NIEMI T.** (2010). Development of a hydraulic model and its application to a small urban stream. Master thesis: Aalto University school of science and technology Faculty of Engineering and Architecture, Espoo, 74p.
- OUARIT H.** (2004). Réduction des systèmes à paramètres distribués, application à la commande optimale robuste des canaux d'irrigation. Thèse de doctorat : Institut National Polytechnique de Grenoble, 178p.
- PENEL Y.** (2011). Méthode des caractéristiques : quelques applications théoriques et numériques. Séminaire du LRC Manon. Equipe SIMPAF, INRIA Lille.
- PFISTER M., GOKKOK T., GISONNI C.** (2013). Les jonctions avec les écoulements torrentiels. Séminaire VSA/EPFL Hydraulique des canalisations, Lausanne.
- POCHAT R.** (1980). Mécanique de Fluides. Hydraulique à surface libre. Hanoi. Ecole d'été de Mécanique. 290p.
- PREISSMANN A.** (1961). Propagation des intumescences dans les canaux et rivières. *In First Congress of the French Association for Computation*. Grenoble, France, pp. 433–442
- SAFARZADEH A., BREVIS W.** (2016). Assessment of 3D RANS models for the simulation of topographically forced shallow flows. *Journal of Hydrology and Hydromechanics*. Vol. 64(1) pp 83-90

SALDARRIAGA J., BERMÚDEZ N., RUBIO D.P. (2012). Hydraulic Behaviour of Junction Manholes under Supercritical Flow Condition. *Journal of Hydraulic Research*, p 631-636.

SALEH K. (2009). Simulation d'Écoulements Turbulents Solution Analytique de l'Équation de la chaleur avec des conditions aux limites particulières. Rapport de Stage Long. Département Mécanique des Fluides, Énergie et Environnement. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. 74p

SAMBOU S. (2005). Contribution à la modélisation des processus hydrologiques sur l'exemple du haut bassin du fleuve Sénégal. Chapitre IV, Modélisation mathématique des écoulements transitoires en rivière : génération d'hydrogrammes synthétiques et indices de coordination. Thèse de doctorat : Université Cheikh Anta Diop de Dakar, 413p

SARR I. (2014). Solution de l'équation de Shoitiro Hayami par l'intégrale de convolution : application à la propagation des crues dans un canal rectangulaire. Mémoire de Master II. Mécanique des Fluides et Applications. Université Cheikh Anta Diop de Dakar/Faculté des sciences et Techniques. 53p

SART C., BAUME J.P., MALATERRE P.O., GUINOT V. (2010). Adaptation of Preissmann's scheme for transcritical open channel flows. *Journal of Hydraulic Research*. Vol. 48 (4), pp. 428-440.

SCHNITZER G., MÜLLER R., CRPREZ V., BISAZ E. (1955) Modellversuche fuer Kraftwerkbauten im Wallis, ausgefuehrt an der Hydraulischen Abteilung der Versuchsanstalt fuer Wasserbau und Erdbau an der ETH. Wasser-und Energie-wirtschaft, (Réalisation de tests de modèles pour les centrales électriques réalisés au département hydraulique de l'Institut de recherche en ingénierie hydraulique et terrassement de l'ETH. *Economie de l'eau et de l'énergie* Vol. 47 (5-7) (in German).

SCHWALT M., et HAGER W. H. (1995). Experiments to supercritical junction flow. *Experiments in Fluids*, 18(6) p 429-437

SHABAYEK S., STIFFLER P., HICKS F. (2002). Dynamic Model for Subcritical Combining Flows in Channel Junctions. *Journal of Hydraulic Engineering*, Vol. 128 (9), pp 821-828

SHARKEY J. K. (2014). Investigating Instabilities with Hec-Ras Unsteady Flow Modeling for Regulated Rivers at Low Flow Stages. Master Thesis, University of Tennessee - Knoxville, jsharke1@vols. utk.edu

SHABAYEK S., STIFFLER P., HICKS F., (2002). Dynamic Model for Subcritical Combining Flows in Channel Junctions. Journal of Hydraulic Engineering, Vol. 128, No. 9, pp 821-828.

SIVAKUMAR M., DISSANAYAKE K. & GODBOLE A. (2004). Numerical modeling of flow at an open-channel confluence. In M. Mowlei, Rose A. & Lamborn J. (Eds.), Environmental Sustainability Through Multidisciplinary Integration. pp. 97-106.

STEINMANN E. (2005). An investigation of flood forecasting using a physically based Rainfall-Runoff model. Master thesis. Engineering Sciences

SZIDLOWSKI M., ZIMA P. (2006). Two dimensional vertical Reynolds Averaged Navier-Stokes equations versus one dimensional Saint-Venant model for rapidly varied open channel water flow modelling. Archives of Hydro-Engineering and Environmental Mechanics. Vol. 53, No 4, pp 295-309.

TAYLOR E. H. (1944). Flow characteristics at rectangular open channel junctions. Trans., Am. Soc. Civ. Eng. Vol.109, p 893–912.

TAFESSE T. (2012). Physically based rainfall-runoff modelling in the northern Ethiopian Highlands. Master thesis of Science in Water Resource Engineering

THUAL O. (2005). Des ondes et des fluides. Cépaduès, (ISBN 2-854-28655-3)

THUAL O. (2010). Hydrodynamique de l'environnement. Les éditions de l'École Polytechnique, 328p.

VALLET I. (2014). Aérodynamique : Modélisation et Simulation de la Turbulence. Journée Mésochallenge Institut Henri Poincaré. Université Pierre et Marie Curie, Paris VI

VASQUEZ J., GHENAIM A., GHOSTINE R., KESSERWANI G., MOSE R. (2007). Simulation of subcritical flow at a combining junction. NOVATECH 497-504.

VREUGDENHIL C. B. Numerical Methods for Shallow Water Flow, Boston: Kluwer Academic Publishers (1994)

WEBBER N. B. and **GREATER C. A.** (1966). An investigation of flow behavior at the junction of rectangular channels. Institute Civil Engineers, London, Vol. 34, pp 321–334

WEINMANN D. E., LAURENSEN E. M. (1979). Approximate Flood Routing Methods: A Review. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Journal of the Hydraulics Division, Vol. 105, No. HY12, pp 1521-1536.

WU R., MAO Z. (2003) Numerical simulation of open channel flow in 90-degree combining junction. Tsinghua Science and technology 13/21 vol 8, No 6, pp713-718

XIONG Yi (2011). A Dam Break Analysis Using HEC-RAS. Journal of Water Resource and Protection. Vol. 3, pp 370-379.

YEON S. C., ALBERTO S. (2004). Modelling unsteady turbulent flows over ripples : Reynolds-Averaged Navier-Stokes (RANS) versus Large-Eddy Simulation (LES). Journal of Geophysical Research, 109, pp 1-16.

ZEYTOUNIAN R. K. (1991). Mécanique des fluides fondamentale. Lecture Notes in Physics. C/O Springer-Verlag, Physics Editorial Department V. Tiergartenstraße 17, W-6900 Heidelberg, FRG. 615p.