



**HAL**  
open science

# Etude expérimentale et numérique de l'inondation d'une zone urbanisée : cas des écoulements dans les carrefours en croix

Emilie Mignot

## ► To cite this version:

Emilie Mignot. Etude expérimentale et numérique de l'inondation d'une zone urbanisée : cas des écoulements dans les carrefours en croix. Sciences de l'environnement. Thèse en Mécanique, Ecole centrale de Lyon, 2005. Français. NNT: . tel-02586882

**HAL Id: tel-02586882**

**<https://hal.inrae.fr/tel-02586882>**

Submitted on 15 May 2020

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

## **THESE**

présentée devant l'Ecole Centrale de Lyon

pour obtenir le diplôme de DOCTORAT

le 21 octobre 2005

**Spécialité :** Mécanique

**Ecole Doctorale :** MEGA (Mécanique, Energétique, Génie civil et Acoustique)

<p><b>ETUDE EXPERIMENTALE ET NUMERIQUE DE L'INONDATION D'UNE ZONE URBANISEE : cas des écoulements dans les carrefours en croix</b></p>
--

par **Emmanuel MIGNOT**

Composition du Jury de thèse :

Denis DARTUS	Professeur, IMFT Toulouse	Rapporteur
Michel DESBORDES	Professeur, Université Montpellier II	Examineur
Willy HAGER	Professeur, Institut de Technologie de Zurich	Rapporteur
André PAQUIER	Chargé de recherche, CEMAGREF Lyon	Examineur
Richard PERKINS	Professeur, Ecole Centrale de Lyon	Examineur
Nicolas RIVIERE	Maître de Conférence, INSA de Lyon	Examineur

Thèse préparée au Cemagref de Lyon et au Laboratoire de Mécanique des Fluides de Lyon



## Résumé

Ce travail s'inscrit dans la problématique de la modélisation d'inondations urbaines. Suite à l'établissement d'une typologie des événements d'inondation en ville, le choix des événements à étudier spécifiquement s'est porté sur les inondations violentes ayant lieu dans des zones fortement urbanisées. Afin de simuler de tels événements, l'utilisation de codes de calcul résolvant les équations de Barré de Saint Venant 2D est proposée dans la littérature. Néanmoins, ces équations présentent des limites quant à la représentation de certains processus physiques, en particulier rencontrés lors d'intersections d'écoulements rapides dans les jonctions de rues.

Une étude expérimentale a été menée afin de mieux comprendre les processus d'écoulement qui se développent à l'intersection de deux écoulements torrentiels perpendiculaires dans une jonction en croix. Une typologie de ces écoulements a alors été proposée en fonction de la nature et localisation des ressauts hydrauliques dans et aux abords de la jonction. La mise en place de modèles analytiques permettant de prédire les caractéristiques des structures d'écoulement ainsi que la répartition des débits dans les branches aval confirme l'identification des processus principaux régissant les formes d'écoulement qui apparaissent à la jonction. Le code de calcul 2D s'est montré capable de modéliser les écoulements étudiés expérimentalement même si certaines caractéristiques de l'écoulement, telle la largeur des ressauts obliques, ne sont pas parfaitement représentées.

L'application de ce code de calcul à la simulation d'un événement réel d'inondation urbaine violente (le 3 octobre 1988 à Nîmes) a permis de mettre en évidence les capacités du code à rendre compte de l'événement global ainsi que ses limites quant à la modélisation précise de certains écoulements locaux. Il est ainsi apparu que la réduction des différences entre les laisses de crue relevées sur le terrain et les hauteurs d'eau calculées par le modèle nécessitent une connaissance détaillée des caractéristiques topographiques du domaine et un calage de certains paramètres numériques. Même dans ce cas, un fort niveau d'incertitude demeure lorsqu'on compare les résultats d'une simulation aux observations disponibles sur un événement de crue donné.

Mots clés : Inondations urbaines – Equations de Saint Venant - Modèle physique - Modèles analytiques - Jonction de canaux - Typologie d'écoulements - Nîmes.

---

### **Experimental and numerical study of a flood in an urban area Specific analysis of the flows in the crossroads**

This work deals with the modeling of a flood in an urban environment. Among the various types of urban flood events, it was decided to study specifically the severe surface flooding events which take place in highly urbanized areas. The numerical simulation of such events is usually performed using two dimensional shallow water equation models. However, the abilities of these equations to represent some physical flow processes are restricted, especially when supercritical flows collide in a crossroad. An experimental facility was set up in order to describe the flow structures that occur in a 90° junction of four open channels with supercritical upstream flows. The main flow types were identified, depending mostly on the characteristics and location of the hydraulic jumps that develop. Analytical models were set up in order to predict both the discharge distribution in the downstream branches of the junction and some flow structure characteristics. The fair agreement encountered between analytical models results and experimental measured data confirms that the main flow structures governing the flow pattern development were encountered. The 2D numerical code was then able to simulate the flow patterns observed experimentally. Nevertheless, some discrepancies remain when modeling some local flow characteristics.

Eventually, the numerical code was applied to simulate a real severe flooding event: the October 3<sup>rd</sup>, 1988 flood in Nîmes, France. It was able to simulate the main characteristics of the flood such as the average water depth in each urban zone even though some local flow characteristics could not be accurately represented. It appeared that, in order to reduce the discrepancy between the computed water depths and the flood marks, special attention has to be paid when acquiring the topographical data and estimating the numerical parameter calibration values. Nevertheless, the level of accuracy of the simulation remains limited when comparing the computation results to the available observed information.

Key words : Urban flooding - Shallow water equations - Physical model - Analytical model - Open channel junction - Flow patterns – Nîmes

---



## Remerciements

Je tiens à remercier particulièrement mon comité d'encadrement composé de Richard PERKNS, professeur à l'Ecole Centrale de Lyon qui était mon directeur de thèse, de Nicolas RIVIERE, maître de conférence à l'INSA de Lyon et co-directeur de cette thèse et enfin André PAQUIER, chercheur au CEMAGREF de Lyon et encadrant cette thèse. La complémentarité de ces trois encadrants m'a apporté un soutien très important dans les différents domaines de la thèse, c'est à dire la partie méthodologique, expérimentale et numérique. Leurs compétence et leur disponibilité, la confiance qu'ils m'ont accordé et la simplicité dans nos rapports humains ont rendu le déroulement de cette thèse serein et particulièrement agréable. Je ne saurais trop les en remercier.

Par ailleurs, je tiens à remercier l'ensemble de l'équipe qui compose l'unité de recherche *Hydrologie-hydraulique* pour leur accueil et leur disponibilité tant au niveau scientifique, administratif et humain. Je souhaiterais adresser une pensée particulière au service de documentation du CEMAGREF de Lyon pour la quantité de travail fournie pour obtenir l'ensemble des références bibliographiques de ce manuscrit.

Enfin, je tiens à remercier ma famille pour sa présence toujours sincère et enthousiaste, m'ayant permis de traverser cette épreuve qu'est la réalisation d'une thèse de doctorat.



## *Table des matières*

LISTE DES NOTATIONS.....	8
--------------------------	---

INTRODUCTION .....	10
--------------------	----

### *Chapitre I : Les types d'inondation urbaine et leur modélisation dans la littérature*

<b>I. LA VILLE UN ESPACE DE VIE, DE CONSOMMATION D'EAU ET SOUMIS AUX INONDATIONS.....</b>	<b>14</b>
1) HISTORIQUE DES VILLES .....	14
2) DESCRIPTION DE LA VILLE .....	15
3) MECANISMES D'ECOULEMENT DE L'EAU DANS UNE VILLE .....	17
a. <i>Fonctionnement des eaux pluviales urbaines en condition climatique normale</i> .....	17
b. <i>En cas de fortes précipitations</i> .....	18
<b>II. ETAT DE L'ART DE SIMULATION DES ECOULEMENTS D'EAU PLUVIALE EN VILLE .....</b>	<b>20</b>
1) APPROCHES HYDROLOGIQUES.....	20
2) APPROCHES HYDRAULIQUES .....	21
a. <i>Modèles mécanistes</i> .....	22
b. <i>Modèles conceptuels ou partiellement conceptuels</i> .....	23
3) PROCESSUS D'ECOULEMENT ET LEUR REPRESENTATION DANS LES MODELES HYDRAULIQUES .....	23
a. <i>Les apports d'eau</i> .....	24
b. <i>Ecoulement dans le réseau de rues</i> .....	25
c. <i>Débordement du réseau d'assainissement</i> .....	27
d. <i>Perméabilité des bâtiments</i> .....	29
e. <i>Inondation du sous-sol urbain</i> .....	30
CONCLUSION .....	31



## ***Chapitre II : Illustration des capacités et limites d'un code 2D à simuler des inondations urbaines***

<b>INTRODUCTION.....</b>	<b>32</b>
<b>I. PRESENTATION DU CODE DE CALCUL RUBAR20.....</b>	<b>33</b>
1) PRESENTATION DES EQUATIONS A RESOUDRE .....	34
2) RESOLUTION DES EQUATIONS : DESCRIPTION DU SCHEMA NUMERIQUE.....	35
3) FORMULES DE FROTTEMENT UTILISEES .....	36
4) FORMULES DE DIFFUSION TURBULENTE UTILISEES .....	38
<b>II. VALIDATION DES CAPACITES DU CODE SUR DES CAS EXPERIMENTAUX</b>	<b>39</b>
1) CAS D'UN BATIMENT ISOLE.....	39
a. <i>Présentation du modèle physique</i> .....	39
b. <i>Comparaison des résultats numériques avec les données expérimentales</i> .....	40
2) CAS D'UN MODELE DE VILLE.....	42
a. <i>Présentation du modèle physique</i> .....	43
b. <i>Comparaison des résultats numériques avec les mesures expérimentales</i> .....	43
3) CAS D'UN MODELE DE QUARTIER DE VILLE : CENTRE DE KYOTO.....	45
a. <i>Présentation du modèle physique</i> .....	46
b. <i>Modélisation numérique de l'événement expérimental</i> .....	47
<b>III. SIMULATIONS D'INONDATIONS URBAINES REELLES.....</b>	<b>52</b>
1) INONDATION DE SUMACARCEL (ESPAGNE) LE 20 OCTOBRE 1982.....	52
a. <i>Présentation de l'événement</i> .....	52
b. <i>Simulation de l'événement avec le code 2D</i> .....	53
c. <i>Point délicat de la méthode numérique pour simuler l'événement</i> .....	56
2) INONDATION DE BORDEAUX (FRANCE) LE 31 MAI 1982 .....	56
a. <i>Présentation de l'événement</i> .....	56
b. <i>Simulation de l'événement avec le code 2D</i> .....	57
c. <i>Limites de la méthode numérique présentée pour simuler l'événement</i> .....	58
3) INONDATION DE OULLINS (FRANCE) LE 3 DECEMBRE 2003 .....	59
a. <i>Présentation de l'événement</i> .....	59
b. <i>Simulation de l'événement avec le code 2D</i> .....	59
c. <i>Limites de la méthode présentée pour simuler l'événement</i> .....	60
4) INONDATION DE NIMES (FRANCE) LE 3 OCTOBRE 1988 .....	61
<b>IV. CONCLUSION .....</b>	<b>61</b>
1) CLASSIFICATION DES EVENEMENTS D'INONDATION .....	61
2) SYNTHESE DES CAPACITES ET LIMITES DE LA METHODE NUMERIQUE DESTINEE A LA SIMULATION DE CES EVENEMENTS .....	62
3) DEFINITION DE LA PROBLEMATIQUE .....	63
4) METHODOLOGIE UTILISEE.....	64

## ***Chapitre III : Etude expérimentale des écoulements en jonction de canaux en régime torrentiel***

<b>INTRODUCTION.....</b>	<b>66</b>
<b>I. SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE .....</b>	<b>67</b>
<b>II. PRÉSENTATION DE LA CAMPAGNE DE MESURES EXPÉRIMENTALE .....</b>	<b>68</b>
1) DESCRIPTION DE L'EXPÉRIENCE .....	69
2) DESCRIPTION DES MESURES EXPÉRIMENTALES .....	72
<b>III. ÉQUIVALENCE ENTRE LA DÉVIATION PAR UNE PLAQUE ET LA DÉVIATION PAR UN ÉCOULEMENT LATÉRAL .....</b>	<b>73</b>
<b>IV. DESCRIPTION DES TYPES D'ÉCOULEMENT .....</b>	<b>75</b>
1) DESCRIPTION GÉNÉRALE.....	75
2) EXPLICATION THÉORIQUE DE CES TYPES D'ÉCOULEMENT .....	77
a. <i>Types d'écoulement ayant lieu lorsque les nombres de Froude des écoulements amont sont faibles à modérés.....</i>	<i>78</i>
b. <i>Types d'écoulement ayant lieu lorsque les nombres de Froude des écoulements amont sont forts.....</i>	<i>79</i>
3) DESCRIPTION FINE DES ÉCOULEMENTS EN TYPE I .....	80
4) DESCRIPTION FINE DES ÉCOULEMENTS EN TYPE II .....	81
a. <i>Description du Type II régime 3 .....</i>	<i>81</i>
b. <i>Description du Type II régime 2 .....</i>	<i>82</i>
c. <i>Description du Type II régime 1 .....</i>	<i>84</i>
d. <i>Comportement des ressauts hydrauliques en Type II .....</i>	<i>85</i>
5) DESCRIPTION FINE DES ÉCOULEMENTS EN TYPE III.....	87
6) ÉTUDE D'UN ÉCOULEMENT INTERMÉDIAIRE ENTRE DEUX TYPES.....	88
7) PRÉCISIONS COMPLÉMENTAIRES CONCERNANT LES STRUCTURES D'ÉCOULEMENT OBSERVÉES .....	89
a. <i>Zones de recirculation .....</i>	<i>89</i>
b. <i>Fronts d'onde et réflexions dans les branches aval.....</i>	<i>89</i>
c. <i>Bourrelets.....</i>	<i>90</i>
<b>V. DÉVELOPPEMENT DES MODÈLES ANALYTIQUES.....</b>	<b>91</b>
1) MODÈLE ANALYTIQUE EN TYPE III .....	93
a. <i>Modèle de répartition des débits.....</i>	<i>93</i>
b. <i>Modèle de prédiction de l'angle de ressaut et de déviation .....</i>	<i>94</i>
c. <i>Validation expérimentale.....</i>	<i>96</i>
2) MODÈLES ANALYTIQUES EN TYPE II .....	97
a. <i>Modèle analytique T2r1 (Type II régime 1).....</i>	<i>97</i>
b. <i>Modèles analytiques T2r3 (Type II régime 2 et régime 3).....</i>	<i>102</i>
3) MODÈLE DE RÉPARTITION DE DÉBIT EN TYPE I.....	104
4) LIMITES D'UTILISATION DES MODÈLES ANALYTIQUES.....	107
<b>VI. MÉTHODE DE PRÉDICTION DES TYPES D'ÉCOULEMENT.....</b>	<b>108</b>
<b>CONCLUSION .....</b>	<b>109</b>

## *Chapitre IV : Calcul des écoulements expérimentaux à l'aide du code 2D*

<b>INTRODUCTION.....</b>	<b>112</b>
<b>I. MISE EN PLACE DU MODELE NUMERIQUE .....</b>	<b>113</b>
1) CHOIX DE LA FORMULE DE FROTTEMENT POUR LE CAS DE REFERENCE .....	113
2) CHOIX DU MODELE DE TURBULENCE POUR LE CAS DE REFERENCE .....	114
3) AUTRES PARAMETRES DE LA CONFIGURATION DE REFERENCE .....	115
<b>II. QUALITE DE PREDICTION DES ECOULEMENTS PAR LE CODE 2D .....</b>	<b>115</b>
1) RAPPEL DES DONNEES EXPERIMENTALES DISPONIBLES .....	115
2) VERIFICATION DES CAPACITES DU CODE A SIMULER LE DEVELOPPEMENT DU JET.....	116
3) QUALITE DE PREDICTION DE LA REPARTITION DES DEBITS DANS LES BRANCHES AVAL DE LA JONCTION .....	118
a. <i>Qualité globale de prédiction de répartition de débit .....</i>	<i>118</i>
b. <i>Présentation des indicateurs de qualité de simulation des répartitions de débit ...</i>	<i>119</i>
c. <i>Analyse de qualité de prédiction des débits et des caractéristiques des ressauts en fonction des configurations de pente et des types d'écoulement .....</i>	<i>120</i>
d. <i>Tableau récapitulatif.....</i>	<i>125</i>
4) CAPACITES DU CODE A CALCULER LES CHAMPS DE HAUTEUR D'EAU MESURES .....	127
a. <i>Analyse précise d'un écoulement calculé avec le code 2D.....</i>	<i>127</i>
b. <i>Analyse qualitative des structures d'écoulements prédites par le code 2D.....</i>	<i>130</i>
c. <i>Comparaisons statistiques des hauteurs d'eau prédites et mesurées .....</i>	<i>133</i>
d. <i>Etude de stabilité de l'écoulement.....</i>	<i>135</i>
<b>III. INFLUENCE DU COEFFICIENT DE FROTTEMENT SUR LES QUALITES DE SIMULATION .....</b>	<b>135</b>
1) ANALYSE DES COEFFICIENTS DE STRICKLER EQUIVALENTS OBTENUS A PARTIR DES CARTOGRAPHIES .....	136
2) MODELISATION DES ECOULEMENTS AVEC LES CONFIGURATIONS DE STRICKLER CONSTANT SUR LES 5 CAS .....	138
3) MODELISATION DES ECOULEMENTS AVEC LES CONFIGURATIONS DE STRICKLER CONSTANT SUR L'ENSEMBLE DES CONFIGURATIONS EXPERIMENTALES .....	140
4) CONCLUSION A PROPOS L'INFLUENCE DU COEFFICIENT DE FROTTEMENT .....	143
<b>IV. INFLUENCE DE LA DENSITE DE MAILLAGE SUR LA PREDICTION DES ECOULEMENTS A LA JONCTION.....</b>	<b>143</b>
1) INFLUENCE DE LA DENSITE DE MAILLAGE SUR LA PREDICTION DES STRUCTURES D'ECOULEMENT .....	144
2) INFLUENCE DE LA DENSITE DE MAILLAGE SUR LES CHAMPS DE HAUTEUR D'EAU CALCULES .....	145
3) INFLUENCE DE LA DENSITE DE MAILLAGE SUR LE CALCUL DE REPARTITION DES DEBITS .....	147
4) INFLUENCE DE LA DENSITE DE MAILLAGE SUR LE CALCUL DES HAUTEURS D'EAU A PROXIMITE DES COINS DE LA JONCTION .....	148
5) INFLUENCE DE LA DENSITE DE MAILLAGE LONGITUDINALE AU SEIN DES RUES SUR LES RESULTATS NUMERIQUES .....	151

<b>V. INFLUENCE DES AUTRES PARAMETRES TESTES.....</b>	<b>153</b>
1) INFLUENCE DES PARAMETRES SUR LE CHAMP DE HAUTEUR D'EAU CALCULE .....	154
2) INFLUENCE DES PARAMETRES SUR LES DEBITS CALCULES DANS LES BRANCHES AVAL.....	158
3) INFLUENCE DES PARAMETRES SUR LE CALCUL DES HAUTEURS D'EAU A PROXIMITE DES COINS DE LA JONCTION.....	160
4) BILAN DES INFLUENCES DES PARAMETRES TESTES.....	161
<b>CONCLUSIONS .....</b>	<b>164</b>

## *Chapitre V : Modélisation des écoulements dans un carrefour à quatre branches en conditions réelles*

<b>INTRODUCTION.....</b>	<b>167</b>
<b>I. PASSAGE DE L'ECHELLE DE L'INSTALLATION EXPERIMENTALE A UNE ECHELLE DE ZONE URBAINE.....</b>	<b>168</b>
1) CARACTERISTIQUES DU CARREFOUR SELECTIONNE.....	169
2) ETUDE DE SIMILITUDE.....	170
<b>II. APPLICATION DU CODE DE CALCUL 2D.....</b>	<b>173</b>
1) RESULTATS PRELIMINAIRES ET LEUR VALIDATION .....	173
<i>a. Calcul de l'écoulement sur le "carrefour isolé"</i> .....	173
<i>b. Influence de l'hypothèse d'écoulement permanent</i> .....	175
2) DETAILS DES RESULTATS OBTENUS PAR LE MODELE 2D SUR LE <i>CARREFOUR ISOLE</i> .....	177
<b>III. APPLICATION DES MODELES ANALYTIQUES .....</b>	<b>179</b>
<b>IV. INFLUENCE DE LA TOPOGRAPHIE ET DENSITE DE MAILLAGE SUR LES RESULTATS DU CALCUL 2D .....</b>	<b>181</b>
1) INFLUENCE DE LA DENSITE DE MAILLAGE LONGITUDINALE DANS LES RUES .....	181
2) SENSIBILITE DU CALCUL "CARREFOUR ISOLE" A LA DENSITE DE MAILLAGE DANS LA JONCTION .....	183
3) INFLUENCE DE LA TOPOGRAPHIE REELLE SUR LE CHAMP DE HAUTEUR D'EAU CALCULE .....	184
4) VERIFICATION DE L'INFLUENCE DE LA DENSITE DE MAILLAGE AVEC LA TOPOGRAPHIE REELLE.....	186
<i>a. Influence de la densité de maillage sur les champs de hauteur d'eau</i> .....	187
<i>b. Influence de la densité de maillage sur la prédiction des débits aval</i> .....	190
5) SYNTHESE DE L'INFLUENCE DE DENSITE DE MAILLAGE ET DE PRISE EN COMPTE DE LA TOPOGRAPHIE REELLE DANS LA JONCTION SUR LES RESULTATS DU CALCUL 2D.....	190
<b>V. INCERTITUDES DE COMPARAISON LOCALE ENTRE LES RESULTATS NUMERIQUES ET LES MESURES DE LAISSES DE CRUE.....</b>	<b>191</b>
1) VARIABILITE DES HAUTEURS D'EAU CALCULEES AUX COINS DU CARREFOUR .....	191
2) EFFET DE LA DENSITE DE MAILLAGE SUR LES HAUTEURS D'EAU CALCULEES AUX COINS DU CARREFOUR.....	194
<b>CONCLUSION .....</b>	<b>195</b>

## **Chapitre VI : Capacités du modèle bidimensionnel à simuler un événement réel d'inondation urbaine**

<b>INTRODUCTION.....</b>	<b>197</b>
<b>I. DESCRIPTION DE L'INONDATION ET MISE EN PLACE DE SA SIMULATION</b>	<b>197</b>
1) DESCRIPTION DE L'ÉVÉNEMENT.....	197
2) DONNÉES DISPONIBLES CONCERNANT L'ÉVÉNEMENT.....	200
3) MISE EN PLACE DU MODÈLE NUMÉRIQUE.....	201
<b>II. RESULTATS DE LA SIMULATION ET COMPARAISON AVEC LES OBSERVATIONS.....</b>	<b>202</b>
1) PRÉSENTATION DE L'ÉVÉNEMENT SIMULÉ AVEC LE CODE 2D.....	202
2) COMPARAISON DES HAUTEURS D'EAU MAXIMALES AVEC LES LAISSES DE CRUE.....	205
<b>III. ANALYSE DES ÉCARTS ENTRE LAISSES DE CRUE ET RESULTATS DE SIMULATION.....</b>	<b>207</b>
1) INCERTITUDES CONCERNANT LES LAISSES DE CRUE EN TANT QUE DONNÉES DE VALIDATION.....	207
a. <i>Incertitudes concernant la mesure des laisses de crue.....</i>	<i>207</i>
b. <i>Incertitudes concernant la non simultanée du maxima des hauteurs d'eau dans le carrefour.....</i>	<i>207</i>
c. <i>Incertitudes concernant la localisation des laisses de crue.....</i>	<i>209</i>
2) ORIGINES DES DIFFÉRENCES ENTRE LES HAUTEURS D'EAU CALCULÉES ET MESURÉES AUX LAISSES DE CRUE.....	210
<b>IV. ÉTUDE DE SENSIBILITÉ DU MODÈLE A DIFFÉRENTS PARAMÈTRES ET CALAGE DU MODÈLE.....</b>	<b>211</b>
1) CAS 1. INFLUENCE DES INCERTITUDES SUR LES APPORTS D'EAU ET DU STOCKAGE DANS LA ZONE D'ÉTUDE.....	213
a. <i>Quelles sont les conséquences d'une sous-estimation des hydrogrammes amont sur l'écoulement calculé ?.....</i>	<i>213</i>
b. <i>Quelles sont les conséquences de la prise en compte de la pluie tombant directement sur le domaine d'étude?.....</i>	<i>214</i>
c. <i>Est-ce utile de modéliser les zones de stockage disponibles sur la zone urbaine ?.....</i>	<i>214</i>
2) CAS 2. INFLUENCE DE LA MODIFICATION DES COEFFICIENTS NUMÉRIQUES DE FROTTEMENT ET VISCOSITÉ.....	215
a. <i>Quels effets sur les hauteurs d'eau maximales calculées peut avoir l'introduction de diffusion dans le modèle ?.....</i>	<i>215</i>
b. <i>Comment choisir le coefficient de frottement à utiliser pour une telle simulation ?.....</i>	<i>216</i>
3) CAS 3. INFLUENCE DE LA MODIFICATION DES CONDITIONS LIMITES AVAL SUR LA SIMULATION DE L'ÉCOULEMENT.....	218
a. <i>Quelle est l'influence du choix de la condition limite aval à imposer ?.....</i>	<i>218</i>
b. <i>Quelles conditions limites d'écoulement faut-il imposer à l'aval du domaine lorsque certaines zones aval sont déjà inondées ?.....</i>	<i>219</i>

4) CAS 4. INFLUENCE DES MODIFICATIONS DE LA TOPOGRAPHIE DU DOMAINE D'ETUDE ..	220
a. <i>Quelle sont les influences sur les résultats du calcul de simplifier la topographie des rues et des jonctions ?</i> .....	220
b. <i>Quel est l'effet de la simplification de la représentation topographique du domaine sur les écoulements calculés dans les carrefours ?</i> .....	221
c. <i>Qu'en est-il de la prise en compte de la topographie à un carrefour central ?</i> .....	224
d. <i>La création d'un embâcle durant l'événement pourrait-elle fortement faire varier les écoulements calculés sur le domaine ?</i> .....	226
5) CAS 5. INFLUENCE DE LA DENSITE DE MAILLAGE CONSIDEREE DANS LA DIRECTION LONGITUDINALE AU SEIN DES RUES .....	227
a. <i>La modification de la densité de maillage longitudinale au sein des rues a-t-elle tendance à modifier les écoulements calculés dans le carrefour</i> .....	227
6) CAS 6 : EFFET DE LA SIMPLIFICATION DU MAILLAGE TRANSVERSAL DES RUES SUR LES RESULTATS DU CALCUL.....	228
a. <i>Quelle est l'influence de la modification de la densité de maillage aux jonctions ?</i> .....	228
b. <i>Quelle est l'influence sur le calcul de l'événement de modifier la densité de maillage transversale dans les rues et du même coup la densité de maillage dans le carrefour ?</i> .....	229
c. <i>Quelle est l'influence de la méthode de représentation numérique des façades des bâtis ?</i> .....	231
<b>V. VALIDATION DU MODELE CALE A PARTIR D'UN SECOND EVENEMENT : L'INONDATION DE 2002.....</b>	<b>235</b>
<b>CONCLUSIONS .....</b>	<b>237</b>

## *Conclusions et Perspectives*

<b>CONCLUSIONS .....</b>	<b>243</b>
<b>PERSPECTIVES .....</b>	<b>245</b>

## *Annexes*

<b>ANNEXE CHAPITRE I.....</b>	<b>249</b>
<b>ANNEXE CHAPITRE III.....</b>	<b>263</b>
<b>ANNEXE CHAPITRE IV .....</b>	<b>292</b>

<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....</b>	<b>305</b>
---	------------

<b>TABLE DES ILLUSTRATIONS .....</b>	<b>312</b>
<b>TABLE DES TABLEAUX.....</b>	<b>317</b>



## *Liste des notations*

### *Indices*

d	Branche aval de la jonction
e	Branche d'entrée du carrefour
l	Branche latérale de la jonction
m	Branche amont minoritaire du carrefour
M	Branche amont majoritaire du carrefour
s	Branche de sortie du carrefour
t ou T	Quantité totale mise en jeu
u	Branche amont de la jonction
x	Direction suivant l'axe 'x'
y	Direction suivant l'axe 'y'

### *Symboles*

b	Largeur du canal [m]
b <sub>s</sub>	Largeur de la zone de recirculation [m]
C <sub>t</sub>	Nombre de Courant [-]
d <sub>h</sub>	Différence locale entre deux hauteurs d'eau [m]
$\overline{dh}$	Moyenne de dh sur une zone étudiée [m]
E <sub>Q</sub>	Indicateur de qualité de prédiction de la répartition des débits [%]
f	Coefficient de frottement [-]
F et Fr	Nombre de Froude [-]
g	Accélération de la pesanteur [m.s <sup>-2</sup> ]
h <sub>s</sub>	Hauteur d'eau minimale de zone de recirculation [m]
h ou H	Hauteur d'eau [m]
H'	Charge locale de l'écoulement [m]
k	Coefficient adimensionnel de turbulence [-]
K	Nombre de Strickler [m <sup>1/3</sup> .s <sup>-1</sup> ]
K <sub>s</sub>	Taille caractéristique des aspérités d'un matériau [m]
K <sub>c</sub>	Facteur de correction [-]
L	Longueur [m]
L <sub>s</sub>	Longueur de zone de recirculation [m]
M	Impulsion locale de l'écoulement [N]
n	Nombre de points considérés [-]
<b>n</b>	Coefficient de Manning [s.m <sup>-1/3</sup> ]
n <sub>q</sub>	Rapport des débits Q <sub>u</sub> /Q <sub>d</sub> [-]
n' <sub>q</sub>	Rapport des débits Q <sub>l</sub> /Q <sub>d</sub> [-]
n* <sub>q</sub>	Rapport des débits Q <sub>d</sub> /Q <sub>u</sub> [-]
n <sub>y</sub>	Rapport des hauteurs d'eau y <sub>u</sub> /y <sub>d</sub> [-]
P	Apport local correspondant à la pluie ou à l'infiltration [m.s <sup>-1</sup> ]
P <sub>x</sub> et P <sub>y</sub>	Composantes de frottement appliquées sur les parois de la maille [m <sup>2</sup> .s <sup>-2</sup> ]
P <sub>1</sub>	Force de pression sur bord du volume de contrôle dans la branche amont [N]
P <sub>2</sub>	Force de pression sur bord du volume de contrôle dans la branche latérale [N]
P <sub>3</sub>	Force de pression sur bord du volume de contrôle dans la branche aval [N]
P <sub>f</sub>	Force de pression relative au frottement sur le volume de contrôle [N]
Q	Débit [m <sup>3</sup> .s <sup>-1</sup> ]
R <sub>h</sub>	Rayon hydraulique [m]



Re	Nombre de Reynolds [-]
S	Seconde
S	Pente de la branche [-]
t	Temps [s]
U ou V	Vitesse de l'écoulement [ $m.s^{-1}$ ]
U'	Force de résistance appliquée par le canal latéral sur le volume de contrôle [N]
V'	Vitesse du vent [ $m.s^{-1}$ ]
U <sub>R</sub>	Composante longitudinale de la résistance de la paroi du canal latéral [N]
u*	Vitesse de frottement au fond [ $m.s^{-1}$ ]
V'	Vitesse du vent [ $m.s^{-1}$ ]
W	Poids [N]
W'	Puissance de l'écoulement [ $N.m.s^{-1}$ ]
x	Direction de l'axe des abscisses
y	Direction de l'axe des ordonnées
y <sub>u</sub> , y <sub>d</sub> , y <sub>l</sub>	Hauteurs d'eau (branches amont, aval et latéral) dans l'Annexe III [m]
z ou Z	Niveau de l'eau (z ou Z = Z <sub>f</sub> +h) [m]
Z <sub>f</sub>	Côte du fond [m]
$\alpha$	Pente de la jonction [-]
$\alpha^*$	Coefficient de correction de l'énergie [-]
$\beta$	Angle du ressaut oblique principal avec l'axe de l'écoulement majoritaire [rad]
$\beta'$	Angle du ressaut oblique secondaire avec l'axe de l'écoulement minoritaire [rad]
$\beta^*$	Coefficient de correction de quantité de mouvement [-]
$\gamma$	Angle entre la direction de vitesse et la section d'entrée du carrefour [rad]
$\gamma'$	Poids spécifique du fluide [ $N.m^{-3}$ ]
$\delta$	Angle de la jonction [rad]
$\varepsilon$	Erreur quadratique moyenne [m]
$\lambda$	Angle spécifique en Type II régime 2 et régime 3 [rad]
$\lambda_l$	Rapport d'échelle des longueurs [-]
$\lambda_Q$	Rapport d'échelle des débits [-]
$\lambda_v$	Rapport d'échelle des vitesses [-]
$\mu$	Coefficient de contraction maximal de l'écoulement [-]
$\nu$	Coefficient de diffusion [ $m^2.s^{-1}$ ]
$\nu_c$	Viscosité cinématique [ $m^2.s^{-1}$ ]
$\varphi$	Angle de l'onde de dépression avec l'axe de l'écoulement majoritaire [rad]
$\theta$	Angle de déviation de l'écoulement majoritaire [rad]
$\theta'$	Angle de déviation de l'écoulement minoritaire [rad]
$\theta_{max}$	Angle de déviation maximale de l'écoulement [rad]
$\rho$	Masse volumique du fluide [ $kg.m^{-3}$ ]
$\sigma$	Ecart type [m]
$\tau$	Coefficient de quantité de mouvement [-]

## *Introduction*

Pourquoi s'intéresser aujourd'hui spécifiquement aux inondations urbaines ?

Comme le rappelle (Hingray B., 1999), l'opinion publique [Française] a été, lors de la décennie passée, largement sensibilisée aux risques encourus par certaines agglomérations face à ce type d'événements hydrologiques. Cependant, on peut se demander si une augmentation de la fréquence et de l'intensité des inondations urbaines est réellement en cours.

Il semble tout d'abord qu'il y ait eu de tout temps de graves inondations dans les villes françaises. Pour prendre un exemple dans le sud de la France, (Desbordes et al., 1989) ont listé de manière précise les dégâts engendrés par les différentes inondations de Nîmes depuis le XIV<sup>ème</sup> siècle. Les auteurs rapportent que la ville de Nîmes fut toujours frappée par des pluies importantes mais les inondations catastrophiques à partir du moyen-âge traumatisèrent les générations successives jusqu'à l'époque actuelle. L'inondation urbaine ne semble donc pas être un phénomène récent. De plus, selon (Neppel L. et al., 2002), il n'apparaît pas actuellement de tendance significative à l'augmentation de la fréquence des événements extrêmes, lorsqu'on considère le nombre moyen d'événements ayant dépassé localement 190 mm/jour entre 1958 et 2002 (en Languedoc-Roussillon). Néanmoins, ces auteurs s'accordent à admettre que l'évolution de l'occupation des sols et de l'urbanisation dans [cette] région est plus probablement à l'origine d'une augmentation de la fréquence des dommages conséquents [...].

(Hingray B., 1999) synthétise l'impact de l'urbanisation d'une zone d'étude sur les processus hydrologiques locaux. Tout d'abord, l'imperméabilisation des sols induit une augmentation des volumes d'eau de ruissellement particulièrement significative pour des événements pluvieux courants ; en outre, l'urbanisation tend à accélérer les ruissellements du fait du remplacement du réseau hydrographique naturel par un réseau d'assainissement au tracé direct [...] et doté de pentes souvent confortables (Chocat, 1997). L'accélération des écoulements induit de même une concentration de l'hydrogramme de crue, i.e. une augmentation du débit de pointe et une diminution de temps de concentration.

Les processus d'écoulement ayant lieu en ville sont forts différents de ceux apparaissant dans les inondations de plaines. En effet, les caractéristiques principales des écoulements qui se produisent durant les inondations urbaines sont leur hétérogénéité et leur irrégularité. Une

grande part de cette hétérogénéité provient du fait que l'écoulement se déroule sur deux niveaux : dans le réseau d'assainissement et à la surface et que ces deux niveaux d'écoulement sont en contact à chaque lieu d'échange (avaloir, regards...). De plus, au sein des rues, les écoulements ne sont que très rarement stabilisés et sont perturbés de toute part par les structures urbaines, les interactions avec d'autres écoulements dans les carrefours ou les contournements d'obstacles. Par ailleurs, les origines des inondations urbaines sont nombreuses et complexes, elles peuvent avoir lieu dans le domaine d'étude par débordement ou ruissellement des eaux de pluie ou à l'amont de celui-ci. Enfin, des processus d'écoulement locaux très délicats à simuler interviennent, tels les débordements de réseau, les introductions d'eau dans les îlots ou les submersions d'obstacles...

Les événements d'inondation urbaine sont donc largement plus délicats à modéliser que les événements d'inondation de plaine. Cependant, (Desbordes M., 1997) considère que la gestion du risque d'inondation ne devrait plus relever du hasard, mais de la nécessité. Néanmoins, les études de simulation des inondations urbaines ont été jusqu'à présent peu diffusées dans la littérature et surtout rarement validées sur des cas concrets. (Desbordes M., 1997) souligne donc que des recherches sont nécessaires pour améliorer les performances des modèles hydrologiques ainsi que l'identification des objets contrôlant les écoulements en milieu urbain. En effet, des méthodes et outils sont en développement mais leurs performances sont variables selon que l'on traite de crues torrentielles par ruissellement ou d'inondations par débordement de cours d'eau importants. L'amélioration des capacités informatiques ces dernières décennies a permis l'apparition de méthodes de simulation des inondations urbaines malgré la complexité des événements. Des modèles hydrauliques conceptuels et mécanistes commencent ainsi à être proposés par différents auteurs.

Par ailleurs, les outils informatiques destinés à la gestion du risque associé aux inondations prennent de l'ampleur, comme par exemple, le projet PACTES (Ducuing J-L. et al., 2002). Celui-ci cherche à développer une chaîne de modélisation et une chaîne de traitement et de transmission des informations dédiées à chacun des acteurs opérationnels pour évaluer le risque lié aux inondations. Une des vocations des modèles hydrauliques au sein de ces outils de gestion du risque est donc d'assister à l'élaboration de cartes de risque précises en fonction de scénarios d'événements pluvieux historiques ou simulés. Ces modèles numériques sont fortement sollicités dans la gestion du risque d'inondation en milieu naturel mais, pour ce qui concerne la gestion des risques d'inondation dans les zones urbaines, ils restent aujourd'hui très peu utilisés.

Le contraste entre l'augmentation observée des dommages dus aux inondations dans les zones urbaines, la mise en œuvre actuelle d'outils informatiques de gestion du risque et l'absence des modèles numériques de simulation des inondations dans les villes au sein de ces outils pousse à s'interroger sur les possibilités de développer des modèles hydrauliques de simulation des inondations urbaines fiables et de les intégrer au sein des systèmes opérationnels de gestion du risque. Une première tâche importante à réaliser pour répondre à cette interrogation est de vérifier les capacités de simulation d'inondations urbaines passées par les codes de calcul. Cette présente thèse propose d'y apporter des éléments de réponse en étudiant notamment les événements d'inondation violents ayant lieu dans des zones fortement urbanisées où les écoulements rapides dans les carrefours semblent particulièrement délicats à simuler.

Après avoir décrit les différents types d'inondations urbaines susceptibles d'apparaître, le choix d'étudier des inondations violentes ayant lieu dans des zones fortement urbanisées sera explicité. Alors, le code de calcul 2D nommé Rubar20 choisi pour simuler ces événements sera testé dans des configurations urbaines expérimentales simplifiées afin de vérifier ses capacités à simuler les écoulements caractéristiques de ces événements. Ensuite, le passage à des simulations de cas réels d'inondations urbaines passées disposant de données de validation permettra de déterminer les limites d'utilisation d'un code 2D pour calculer les inondations violentes en ville. Une de ces limites sera alors choisie et constituera le cœur des chapitres suivants du mémoire : il s'agit de l'étude des capacités du code de calcul 2D à modéliser les écoulements ayant lieu aux carrefours. Nous étudierons donc les écoulements observés et mesurés à l'aide d'un modèle physique de jonction de 4 canaux en considérant des écoulements amont en régime torrentiel. Une typologie de ces écoulements sera alors mise en œuvre et des modèles analytiques et empiriques destinés au calcul de la répartition des débits dans les branches aval de la jonction seront développés. Le chapitre suivant a pour objectif de comparer les écoulements modélisés par le code de calcul 2D Rubar20 avec ceux observés sur le dispositif expérimental. Cette comparaison permettra ainsi d'identifier les capacités et les limites du code à la fois à prédire les types d'écoulements qui se développent à la jonction, à estimer les caractéristiques des structures d'écoulement et enfin à calculer la répartition des débits dans les branches aval de la jonction. La partie suivante permettra alors de vérifier si les écoulements observés et mesurés sur le modèle physique se retrouvent dans les carrefours urbains lors de la simulation des inondations urbaines réelles ; pour cela, les

écoulements au sein d'un carrefour de la ville de Nîmes seront étudiés en particulier. Enfin la dernière partie de cette thèse aura pour objectif de simuler un événement d'inondation urbaine violente ayant lieu dans une zone fortement urbanisée : l'inondation de Nîmes, le 3 octobre 1988. Les résultats des calculs considérant différents jeux de paramètres seront alors comparés aux lasses de crue relevées suite à l'événement et les origines de ces écarts seront analysées.

## **Chapitre I : Les types d'inondation urbaine et leur modélisation dans la littérature**

### **I. La ville un espace de vie, de consommation d'eau et soumis aux inondations**

En 1997, plus de 73% de la population française réside dans ce que l'INSEE définit comme des aires urbaines. Cette tendance provient de la migration massive des populations des campagnes vers les villes.

#### **1) Historique des villes**

Les premières villes sont apparues vers 6000 av. J.C. à Jéricho ou Catal Hüyük, puis vers 3500 av. J.C. en Egypte et Mésopotamie, au III<sup>e</sup> millénaire av JC au Proche Orient et Inde, enfin en méditerranée orientale (II<sup>e</sup> millénaire) et occidentale (I<sup>e</sup> millénaire). L'origine de ces lieux de rassemblement était la volonté de créer un lieu d'échange dû au besoin d'interaction entre les populations. Or, le réseau hydrographique naturel est porteur de nombreuses ressources utilisables par l'homme (Chocat, 1997) : Eau, nourriture, matériaux de construction, et c'est aussi un moyen de transport et d'évacuation des déchets. Il s'agit donc d'un lieu propice à l'installation de l'homme. Les villes se sont ainsi souvent retrouvées dès le départ situées aux carrefours entre les grands axes de communications dont font partie les rivières et les fleuves. Ces lieux de consommation attirèrent ainsi l'aristocratie qui pût ainsi se permettre d'y mener une vie d'ostentation (Merlin P. and Choay F., 2000).

Au XV<sup>e</sup> siècle, Léon Baptiste Alberti fut le premier à considérer une structuration du cadre de vie. Il eut pour objectif de concevoir et lier de façon rationnelle et cohérente les éléments des villes pour satisfaire la nécessité, la commodité et le plaisir de la population (Merlin P. and Choay F., 2000). Vers la fin du XVIII<sup>e</sup> siècle, les ingénieurs modifièrent les réseaux de transport en ville, en organisant la ville autour des rues et non plus autour de ses bâtiments. La ville a alors commencé à se rationaliser pour des besoins fonctionnels de déplacement et de gestion. En outre, la Révolution Industrielle créa le besoin de circulation des idées, des biens et des personnes au sein du pôle urbain. Ainsi débutèrent les grands travaux du milieu du XIX<sup>e</sup> siècle en Europe tel à Londres, Paris, Vienne, Bruxelles puis dans les villes italiennes et allemandes. Les villes passèrent donc à une organisation radiocentrique puis à un schéma éclaté et pulvérisé. La part de population urbaine dépassait 50% à la fin du XIX<sup>e</sup> siècle en

France et 75% en Angleterre. Enfin, les modifications récentes du paysage urbain dues à une forte migration vers les villes sont surtout de l'ordre de l'extension, notamment en suivant le développement d'un modèle radiocentrique.

En ce qui concerne l'évacuation des eaux urbaines, (Chocat, 1997) explique que les réseaux d'assainissements primaires ont souvent comme origine des ruisseaux utilisés au départ pour évacuer les ordures. A partir du XVI<sup>e</sup> siècle, la société française commença à régulariser, dallier et couvrir les ruisseaux urbains qu'elle a petit à petit transformés en égout. Les premiers vrais égouts apparaissent entre 1800 et 1850 avec pour première fonction d'assainir les rues et le premier réseau moderne d'assainissement est construit à Hambourg en 1843 ; la création du tout-à-l'égout est voté à Paris en 1894. L'imperméabilisation récente de surfaces considérables a nécessité le développement de réseaux secondaires de collecte qui prolongent les réseaux déjà existants, ramenant de plus en plus d'eau vers les centres urbains.

## **2) Description de la ville**

La ville est un système complexe issu de l'interaction de trois facteurs : des **éléments naturels** (climat, relief, nature du sol), des **constructions artificielles** et une **population humaine**. Comme le soulignent (Merlin P. and Choay F., 2000), dans chaque ville, le tissu urbain (l'ensemble des éléments du cadre urbain qui constituent un tout homogène) est particulier. Il est constitué par l'ensemble des éléments physiques qui contribuent à la forme urbaine : le site, le réseau viaire, la division parcellaire, le rapport entre les surfaces bâties et non bâties, la dimension, la forme et le style des bâtiments et par les rapports qui relient ces éléments.

Ainsi, l'organisation locale d'une partie de ville dépend à la fois de **l'infrastructure** locale, que constituent les réseaux d'assainissement (fermés et enterrés) et les voies de communication principalement à l'air libre (routes, voies ferrées, cours d'eau) et de la **superstructure** (tissu urbain dense type centre ville, l'habitat pavillonnaire, l'habitat collectif : tours, cités, les espaces urbains spécialisés : université, cimetière et les espaces verts, espaces sportifs et plans d'eau). Les éléments de base de la ville peuvent donc se répartir en catégories décrites dans (Merlin P. and Choay F., 2000):

Une **voie** est un espace aménagé pour le déplacement en ville, elle est en macadam dans les pays industrialisés. La nature influe généralement sur le tracé de ces chemins de déplacement en obligeant des contournements ou ascensions de collines ou en favorisant leur construction dans les zones plus planes comme les vallées. Ainsi, les rues médiévales sont généralement

sinueuses, irrégulières et épousent les irrégularités du terrain. Cependant, l'homme a parfois décidé arbitrairement de la forme de ses rues, ainsi l'Empire Romain utilisait le *Cardo* (N-S) et la *Decumanus* (E-W) comme voies principales. A partir de la Renaissance, les rues sont dessinées en fonction de besoins techniques (circulation, défense militaire...) et dans un but d'esthétisme, elles sont alors plus larges, rectilignes, plus régulières. Durant la 2<sup>ème</sup> partie du XIX<sup>e</sup> siècle, Haussman donne à la rue sa fonction circulatoire en détruisant celles trop étroites et les remplaçant par des rues plus droites. Des espaces nouveaux apparaissent aussi : Boulevards, galeries marchandes, jardins publics.....

Le **carrefour** est un lieu de croisement de plusieurs voies.

L'**îlot** (ou pâté de maison) est la plus petite unité de l'espace urbain entièrement délimitée par des voies. Il est composé d'une ou plusieurs parcelles et peut être de forme irrégulière dans les villes de formation ancienne ou de forme régulière s'approchant du rectangle pour des villes plus modernes. La densité d'occupation du sol d'un îlot est variable allant d'un tissu extrêmement dense à un tissu lâche et il peut comporter outre des bâtiments, des espaces verts ou des chemins. Un îlot est dit à tissu dense ou serré, si les bâtiments compris dans ses parcelles sont jointifs et constituent des agglomérats continus, dont la bordure est placée le long des voies. A l'opposé, un îlot peut présenter un tissu lâche lorsque les bâtiments disposés sans continuité et dans des orientations diverses dans les différentes parcelles, y occupent des surfaces moindres que les espaces intercalaires non bâtis.

La **parcelle** est définie par des limites bien précises, constituant une unité de propriété qui permet donc de séparer les espaces privés et publics. La forme et l'orientation des parcelles sont déterminées par la position de la voie d'accès qui en constitue l'une des limites, elles ont une importance capitale sur la forme du bâti.

Le **bâti** a pour fonction d'abriter les hommes, animaux et objets, il peut être de diverses formes et tailles, privé ou public. Au niveau de la parcelle, le choix du bâti n'est pas libre et doit répondre à des règles contenues dans le cadastre (Rodriguez, 1999). Le bâti joue ainsi un grand rôle esthétique et de remplissage de l'espace urbain.

Le **trottoir** est apparu à Rome pour protéger les piétons de la circulation des chars et des cavaliers. A Paris, les premiers trottoirs arrivent en 1781 et conduisent à une séparation des piétons et des véhicules et complexifient la forme de la section de rue.

Les réseaux d'**eau** en ville concernent le captage, l'adduction, le traitement, le stockage et la distribution de l'eau pour les usages domestiques et industriels. Depuis l'antiquité, la distribution de l'eau relève de 2 modes : ponctuel (puits, fontaines) ou réticulaire (aqueduc, conduites souterraines). Certaines villes ont, en plus du réseau d'eau potable et du réseau



d'assainissement, un réseau d'eau non potable pour l'utilisation municipale (arrosage...) et industrielle.

L'**assainissement** a pour objet la collecte, le traitement et la restitution au milieu naturel des fluides simples pollués par l'homme. Les égouts sont constitués de canalisations souterraines servant à l'écoulement et l'évacuation des deux types d'effluents : les eaux pluviales tombant sur la ville et les eaux usées.

### **3) Mécanismes d'écoulement de l'eau dans une ville**

Au départ, le réseau hydrographique naturel a été utilisé par l'homme pour son bien être en terme de ressources et de moyen de communication. Cependant, les rivières mettant les habitats en danger, l'homme a modifié la géométrie des cours d'eau et adapté la ville pour s'en protéger.

Selon (Weng Q., 2001), au commencement de l'urbanisation d'une zone, lors du déboisement, l'évapotranspiration diminue et la sédimentation des lits augmente. Puis l'imperméabilisation des sols dans la phase de construction diminue l'infiltration, augmentant ainsi la valeur des débits de crue et réduisant les débits de base. Enfin en phase finale d'urbanisation, l'imperméabilisation s'accélère ; le temps de concentration de l'eau sur le bassin versant diminue et le pic de crue augmente encore. De plus, la présence du réseau d'assainissement tend à accélérer les écoulements d'eau à travers la ville.

#### *a. Fonctionnement des eaux pluviales urbaines en condition climatique normale*

En cas de précipitation, la pluie tombe sur le bassin versant constitué généralement d'une zone amont rural ou semi-urbaine et d'une zone urbaine en contrebas. *Sur la zone rurale*, une partie de l'eau de pluie s'infiltré et peut rejoindre la nappe. L'autre partie ruisselle, pour rejoindre en surface le réseau hydrographique, lui-même relié à la nappe. D'autre part, *dans la zone urbaine*, lorsque la pluie tombe sur une surface imperméable (toiture, parking...), l'eau ruisselle directement vers le réseau d'assainissement ou par l'intermédiaire de canalisations en direction de la voirie pour rejoindre le réseau d'assainissement. L'eau de pluie tombant sur les surfaces perméables est soumise à l'infiltration et le surplus ruisselle en surface pour rejoindre un point bas de la parcelle ou la voirie et donc rejoindre le réseau d'assainissement.

Enfin, lorsque la pluie tombe sur une rue, si le débit est assez faible, l'écoulement rejoint rapidement les caniveaux du fait de la forme bombée de la rue et des trottoirs inclinés. L'eau ruisselant dans les caniveaux est ensuite interceptée par les avaloirs qui transportent cette eau vers le réseau d'eau pluvial (si la ville a un réseau séparatif) ou vers le réseau

d'assainissement unitaire. Les réseaux d'assainissement sont gravitaires, c'est à dire qu'ils s'écoulent d'un point haut vers un point plus bas en utilisant la force de gravité. En certains points, des systèmes de pompage permettent de ramener les débits vers les zones plus hautes. Les réseaux ont naturellement tendance à suivre les talwegs mais sont parfois plus influencés par les contraintes d'urbanisation. Enfin, l'eau est dirigée vers une station d'épuration avant d'être déversée vers les cours d'eau à l'aval de la ville.

*b. En cas de fortes précipitations*

Lorsque les précipitations sont importantes, les cours d'eau peuvent déborder en ville et submerger les protections urbaines (berges). Les rivières peuvent de même déborder à l'amont de la zone urbaine et l'eau entre alors dans la ville par les grandes avenues reliant le centre à la périphérie. Une autre cause d'inondation est le fait que le volume d'eau de pluie qui tombe sur la ville peut être trop important par rapport à la capacité de collecte des avaloirs et le surplus d'eau a alors tendance à rester s'écouler dans les rues. Enfin, le réseau d'assainissement peut aussi déborder au sein de la ville du fait d'un dépassement local de sa capacité et l'eau est ainsi renvoyée du réseau vers la voirie à travers les regards ou les avaloirs.

En terme d'impact sur l'écoulement, les rues peuvent jouer le rôle d'obstacles à l'écoulement (type digues) si elles sont orientées perpendiculairement à la pente, obligeant ainsi l'écoulement à contourner les bâtiments qui la bordent et donc regroupant ces écoulements dans les rues qui leur sont perpendiculaires (suivant la pente). Par ailleurs, les rues qui suivent la pente principale peuvent constituer de véritables canaux à faible rugosité, provoquant des vitesses d'écoulement très importantes. Lors des inondations, l'eau a alors tendance à remplir les places et jardins, entrer dans les bâtiments, s'accélérer dans les rues en pente et créer toutes les catastrophes que l'on connaît : noyades, dégradations par remplissage (caves) ou par choc (façades), charriage de voitures et autres objets mobiles.

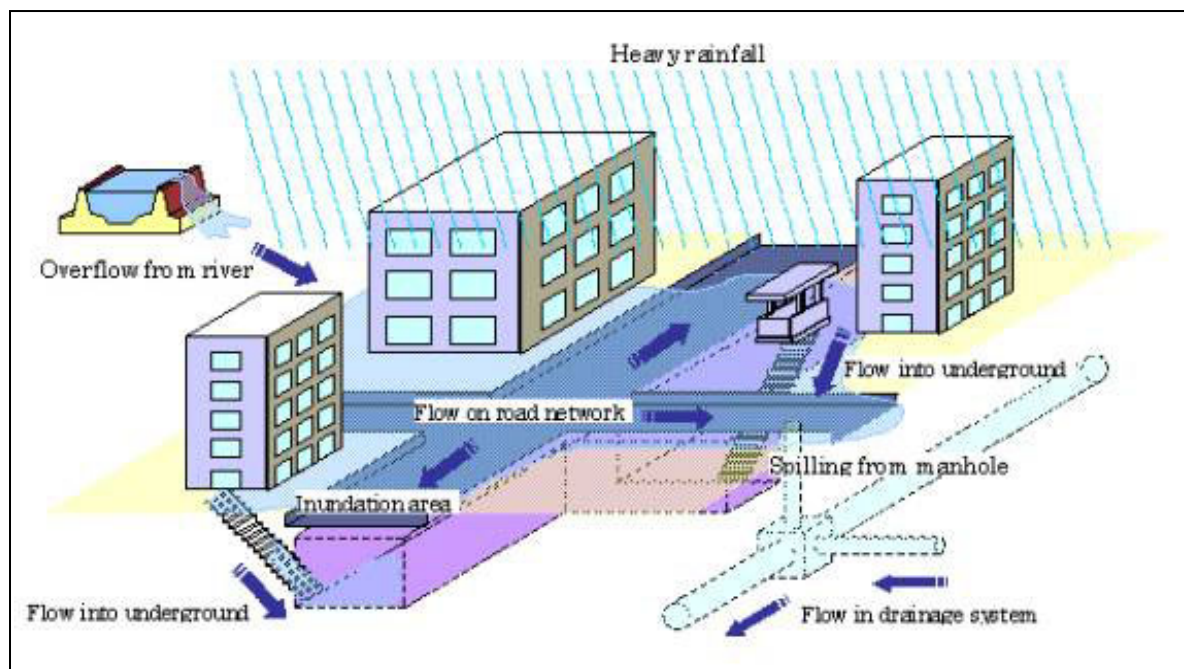


Figure I. 1 : Ecoulement de l'eau en ville suite à une pluie intense (Iwata M. et al., 2001)

Certaines actions anthropiques tendent à aggraver les conséquences en ville des fortes précipitations :

**L'assèchement** de marais en amont de la ville pour les transformer en terrain constructible, la suppression de bras morts ou de méandres de rivières et le nivellement de lacs diminuent le volume naturel de rétention des bassins et augmente le volume d'eau ruisselant à l'amont des villes pour une pluie donnée.

**L'imperméabilisation des sols** à l'amont et au sein de la ville limite fortement l'infiltration de l'eau qui avait auparavant tendance à rejoindre directement la nappe en sous-sol. Cela augmente ainsi les volumes d'eau disponibles en surface. De plus, cette imperméabilisation réduit la force du frottement du sol et conduit à une accélération des écoulements. Les hydrogrammes de crue sont alors concentrés : le débit de pointe augmente et le temps de concentration du bassin diminue. De plus, la concentration d'hydrogramme est aggravée par le **remplacement du réseau hydrographique** naturel utilisant des chemins sinueux, très encombrés et peu pentus par un réseau d'assainissement surdimensionné et de pente confortable (Chocat, 1997).

Enfin, les **ouvrages** d'évacuation des eaux des villes anciennes deviennent **sous-dimensionnés** au fur et à mesure de l'urbanisation car les volumes à transporter augmentent rapidement avec l'augmentation de population et de surface imperméabilisée.

## II. Etat de l'art de simulation des écoulements d'eau pluviale en ville

Un certain nombre d'études proposant des méthodes de simulation des inondations en milieu urbain peuvent être identifiées dans la littérature. L'objectif recherché par les auteurs peut varier de la détermination simple du risque en fonction des statistiques de pluie locales à l'effet de l'urbanisation sur la vulnérabilité face aux inondations, en passant par l'établissement de cartes d'alerte ou d'évacuation, l'aménagement urbain destiné à réduire les risques... En fonction des objectifs des auteurs et des types d'inondation à représenter, les méthodes utilisées sont très variables et deux approches semblent se détacher :

Une approche dite "hydrologique" destinée à prédire l'évolution des débits s'écoulant dans le réseau d'assainissement

Une approche dite "hydraulique" destinée à prédire les écoulements ayant lieu dans la ville lors de la crue, à la fois au sein du réseau d'assainissement, dans les rivières urbaines, dans les rues et carrefours, au sein des îlots, dans le sous-sol...

Un résumé de l'ensemble des études trouvées dans la littérature est présenté en Annexe I et une synthèse de ces méthodes est décrite dans les paragraphes suivants.

### 1) Approches hydrologiques

Une "étude hydrologique" a pour objectif de calculer un hydrogramme (évolution du débit d'eau en fonction du temps) en un point particulier d'un cours d'eau appelé *exutoire* suite à un événement de pluie donné sur le bassin versant correspondant. En zone urbanisée, l'exutoire est généralement situé au sein du réseau d'assainissement et l'obtention de l'hydrogramme en ce point permet de vérifier si le dépassement de la capacité du réseau et donc le débordement ont lieu pour une pluie considérée. Ces études utilisent deux types de données d'entrée : d'une part, les caractéristiques du bassin versant urbain tels les limites des parcelles, la part de surface imperméable (coefficient d'imperméabilisation), les coefficients d'infiltration, les pentes des rues, la localisation des avaloirs, les coefficients de frottement des rues et du réseau... et d'autre part, les caractéristiques des pluies susceptibles de se produire sur le bassin. Les processus représentés sont généralement une transformation pluie/débit sur les parcelles et les rues, l'infiltration de l'eau dans les zones perméables, le ruissellement depuis la parcelle vers la rue, puis au sein des rues vers les avaloirs et enfin au sein du réseau jusqu'à l'exutoire. Les approches peuvent être relativement conceptuelles, en considérant des sous-

bassins versants homogènes pour lesquels on cherche à caler des paramètres (longueur moyenne d'écoulement, coefficient de rugosité...) ou plus mécanistes en calculant l'hydrogramme à l'exutoire résultant de la contribution de chaque parcelle indépendamment. La principale limite de ces modèles est qu'ils ne permettent pas de prédire les caractéristiques de l'écoulement (hauteur d'eau, vitesse) dans les différentes zones de la zone urbaine et qu'ils ne peuvent s'appliquer en cas de fort ruissellement de surface ou de débordement de réseau d'assainissement.

## **2) Approches hydrauliques**

L'objectif d'une "étude hydraulique" est de déterminer les caractéristiques des écoulements à tout instant et en tout point d'un domaine étudié en fonction des apports d'eau. En milieu urbain, les objectifs des études dépendent fortement des événements à représenter.

Pour des événements de pluie faible ou moyenne, l'objectif est généralement de simuler les écoulements de l'eau au sein du réseau d'assainissement afin d'y calculer les débits, vitesses et hauteurs d'eau et dans le cas échéant de déterminer le lieu et l'ampleur du débordement.

A l'opposé, en cas de fortes pluies où des inondations apparaissent et où une partie de l'eau s'écoule dans les rues, les études hydrauliques cherchent à caractériser le risque associé à ce ruissellement de surface, et ne peuvent se limiter à considérer un écoulement exclusivement souterrain. Dans ces configurations, la modélisation a en général pour but de représenter la dynamique de l'événement, c'est à dire de calculer les niveaux et vitesses de l'eau à tout instant, de suivre l'avancée du front et la dimension de la zone inondée et parfois de déterminer les hauteurs et vitesses maximales au cours d'un événement.

Bien que les modèles hydrauliques soient largement employés pour simuler les écoulements dans des zones naturelles (rivières, plaines d'inondations...), leur application dans les zones urbaines n'est pas encore très répandue. En effet, les principales difficultés pour mettre en œuvre de tels modèles en milieu urbain sont :

1) La complexité de la zone urbaine à représenter topographiquement, du fait du grand nombre de structures complexes (caves, bâtis, jardins, murets...), d'obstacles, de gradients de côte du fond importants.

2) Les mécanismes d'écoulement complexes qui ont lieu (débordements de réseaux et introduction de l'eau dans les avaloirs, intrusion dans les bâtiments, charriage de véhicules)... Concernant les méthodes de représentation de la zone urbaine dans le maillage, (Reiter P., 2000) rappelle les trois méthodes disponibles :

1) Dans le cas où la zone urbaine ne représente qu'une faible part de la surface du domaine d'étude, l'approche la plus courante est d'ajuster un coefficient de frottement supérieur dans les mailles correspondant à la zone urbanisée. Selon l'auteur, cette approche n'est fonctionnelle que si le nombre de bâtiments est faible.

2) La deuxième approche est une description géométrique de la zone urbaine. Cela nécessite un grand nombre de données topographiques de la ville et un nombre très important de mailles dont la taille minimale est, selon l'auteur, dictée par la taille minimale des bâtiments.

3) La troisième approche proposée utilise un maillage plus grossier et utilise le concept de perméabilité au sein de chaque maille pour représenter la limitation locale de section de passage due à la présence des bâtiments. Cette porosité urbaine peut être ajustée suivant les deux directions du plan en fonction de l'occupation du sol. Une description de cette méthode peut être trouvée dans (Hervouet et al., 2000).

Enfin, pour ce qui est des modèles eux-même, deux types principaux se dégagent : des modèles mécanistes (à base physique) et ceux conceptuels (ou partiellement conceptuels).

#### *a. Modèles mécanistes*

Les modèles mécanistes se basent sur un maillage représentatif du terrain afin de décrire le domaine d'étude. Chaque nœud du maillage est renseigné suivant les 3 coordonnées du repère utilisé, généralement orthogonal :  $x$ ,  $y$ ,  $z$ . Ces modèles utilisent alors les équations classiques de la mécanique des fluides pour déterminer l'évolution des caractéristiques des écoulements à partir de ses conditions initiales (état de l'écoulement au début de l'événement), des conditions limites amont (apports d'eau) et des conditions limites aval (état de l'écoulement à l'aval de la zone considérée). Les équations traditionnellement utilisées en ruissellement urbain sont les équations de Saint Venant qui sont des simplifications des équations de Navier-Stokes destinées au calcul des écoulements dont la composante verticale est suffisamment faible par rapport aux composantes horizontales (vitesses dans le plan de la surface libre). Les écoulements à simuler peuvent être majoritairement monodimensionnels, auquel cas les vecteurs vitesse dans le plan sont relativement parallèles (par exemple l'eau s'écoule suivant l'axe d'une conduite rectiligne d'un réseau) ou bidimensionnels, lorsque les vitesses ne sont pas orientées parallèlement sur une section (par exemple en cas de changement de section de la rue). Une analyse préalable de l'événement à modéliser permet généralement de choisir entre un modèle mono ou bi-dimensionnel.

*b. Modèles conceptuels ou partiellement conceptuels*

Les modèles conceptuels d'inondation urbaine disponibles dans la littérature sont des modèles utilisant certaines équations de la mécanique des fluides plus ou moins simplifiées mais soit en représentant le domaine d'étude de façon simplifiée et en ne respectant pas les relevés géométriques du terrain, soit en simplifiant une partie des processus ayant lieu lors de l'événement. Deux types de modèles ont ainsi été identifiés :

Les modèles qui considèrent la ville comme un réseau de réservoirs (représentant les carrefours principaux) reliés par des canaux rectilignes (représentant les grands axes de circulation : boulevards, avenues).

Les modèles qui conceptualisent les processus d'écoulement au sein de la zone. Contrairement aux modèles mécanistes, l'objectif des calculs utilisant ces méthodes n'est généralement pas de prédire l'évolution précise de l'inondation mais plutôt d'étudier la dynamique générale de l'événement. Ces modèles présentent par ailleurs généralement l'avantage d'une mise en œuvre simplifiée.

**3) Processus d'écoulement et leur représentation dans les modèles hydrauliques**

Nous nous limiterons dans ce paragraphe à l'analyse des modèles mécanistes. Les méthodes numériques mécanistes de simulation des inondations urbaines ont des approches très diverses (et détaillées en annexe). Elles peuvent être classifiées de la façon suivante en fonction du type d'événement:

1) La grande majorité des études répertoriées modélisent l'effet du débordement de réseau sur l'inondation de surface. La prise en compte du volume débordant du réseau et atteignant les rues est plus ou moins détaillée mais la dynamique d'écoulement de surface n'est jamais bien reproduite.

2) Les modèles qui simulent l'inondation de surface seule, sans prendre en compte l'effet du réseau d'assainissement. Ces méthodes considèrent que dès le début de l'inondation, le réseau est saturé du fait des forts volumes d'eau de pluie tombant sur la zone urbaine. L'eau de surface peut alors provenir soit du débordement d'une rivière soit d'un écoulement provenant du bassin versant amont et calculé à partir d'un modèle hydrologique couplé ou découplé.

3) Certaines études ne représentent explicitement que le réseau de rues en surface où a lieu l'inondation mais introduisent de même les avaloirs dans le modèle afin de prendre en

compte les pertes de volume de la surface vers le réseau. Dans ce cas, les écoulements du réseau ne peuvent déborder vers la surface.

4) Les études les plus complètes proposent un couplage complet entre les deux niveaux d'écoulement : les écoulements dans le réseau d'assainissement et les écoulements à la surface de la ville. Les interactions entre les deux modèles sont alors plus ou moins détaillées et complexes. La partie suivante analyse la prise en compte des différents processus dans le calcul de l'inondation.

#### *a. Les apports d'eau*

Les origines des inondations urbaines étudiées dans les travaux présentés en Annexe I sont :

1. le débordement du réseau d'assainissement provenant soit du dépassement de sa capacité à proximité d'un regard et donc entraînant un débordement au sein de la ville (Figure I. 2) soit de l'incapacité d'un avaloir à collecter la totalité du volume d'eau présent dans une rue.



*Figure I. 2 : débordement d'un réseau d'assainissement durant l'inondation du 3 octobre 1988 à Nîmes (provenance de (Bonneaud S., 2002))*

2. le débordement d'une rivière traversant la zone urbaine du fait d'un dépassement local de son débit de plein bord (Figure I. 3). Plusieurs méthodes de calcul de l'hydrogramme de débordement peuvent être considérées : soit la rivière est représentée au sein du domaine, les conditions limites du modèle sont alors simplement l'hydrogramme à l'amont de la rivière et le débordement est calculé directement par le code de calcul. Par exemple, une brèche dans une des berges peut-être simulée en abaissant soudainement ou progressivement la côte de la berge. L'autre méthode est de ne pas reproduire l'écoulement dans la rivière et d'imposer l'hydrogramme de débordement directement dans les rues avoisinant la brèche à représenter.



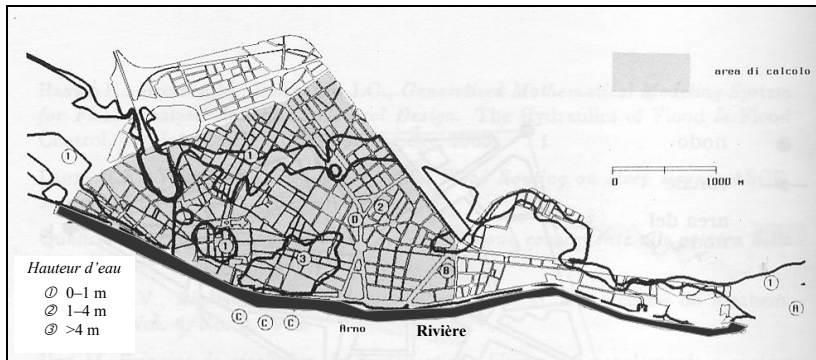


Figure I. 3 : Carte des hauteurs d'eau maximales observées durant l'inondation de Florence (Italie) en 1966 d'après (Braschi G. et al., 1989).

3. L'introduction dans le domaine étudié d'un hydrogramme de crue prenant naissance hors du domaine, à l'amont du bassin versant. L'origine de cet hydrogramme est généralement une forte pluie, auquel cas un calcul hydrologique permet de déterminer les débits d'entrée d'eau dans le réseau et / ou dans les rues en surface. Cependant d'autres processus peuvent être à l'origine de l'hydrogramme de crue entrant dans la zone urbaine, tels les typhons, les fortes marées ou fortes vagues.

De plus, dans la majorité des cas, la pluie tombe durant tout l'événement sur la zone urbaine étudiée et s'il est pris en compte, le volume d'eau additionnel peut rejoindre directement le réseau et/ou tomber sur les mailles des rues en surface (Figure I. 4). Dans le cas où la pluie rejoint les rues en surface, la difficulté réside dans la modélisation du parcours de l'eau tombant sur les îlots ou les bâtiments. Ce volume d'eau peut en effet être redistribué entièrement dans les rues présentes autour de l'îlot ou il peut se partager entre une partie qui rejoint le réseau à travers les gouttières et une partie qui se déverse dans les rues voisines.

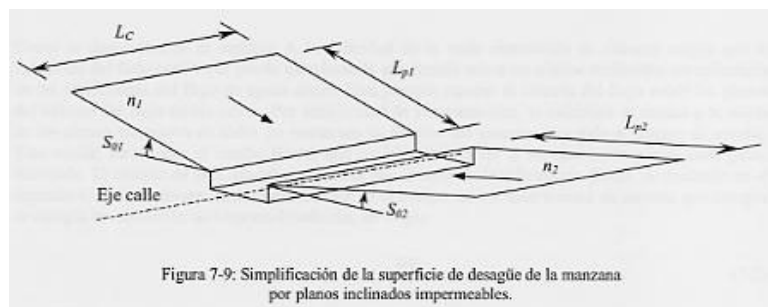


Figure I. 4 : Répartition de la pluie sur les rues bordant une parcelle (Nania, 1999)

b. *Ecoulement dans le réseau de rues*

Parmi les études répertoriées dans la littérature, trois approches permettant de représenter la surface de la zone urbaine peuvent être différenciées :

1. La première approche consiste à ne pas représenter le réseau de rues et les îlots en surface mais à utiliser un coefficient de porosité pour simuler l'effet du bâti sur l'écoulement. Le maillage du domaine se base alors sur le terrain naturel et au sein de chaque maille, un coefficient de porosité est ajouté pour représenter l'effet de la réduction de surface disponible pour l'écoulement dans la maille. Dans ce cas, aucune direction d'écoulement n'est prédéfinie et l'inondation est obligatoirement calculée à l'aide d'un modèle bidimensionnel.

2. La deuxième approche consiste à représenter la zone urbaine avoisinant un lieu de débordement de réseau par un réservoir de forme plus ou moins détaillé. La description de cette approche sera présentée dans le paragraphe II.3.c.

3. La troisième approche consiste à représenter explicitement les rues et / ou îlots afin de calculer l'écoulement qui s'y développe à tout instant (Figure I. 5). Le réseau de rues peut être alors plus ou moins fin en fonction des études. Certains auteurs considèrent en effet les rues comme des canaux à section rectangulaire, en n'utilisant alors qu'une maille sur la section de rue. A l'opposé, certains auteurs considèrent qu'il est indispensable de représenter les détails topographiques des rues tels les trottoirs et les caniveaux (ce qui augmente nettement la quantité de travail de prétraitement à réaliser). De plus certains auteurs ne représentent que les rues principales en groupant les rues secondaires avec les îlots alentours pour représenter des grands îlots (voir Figure I. 5 droite).

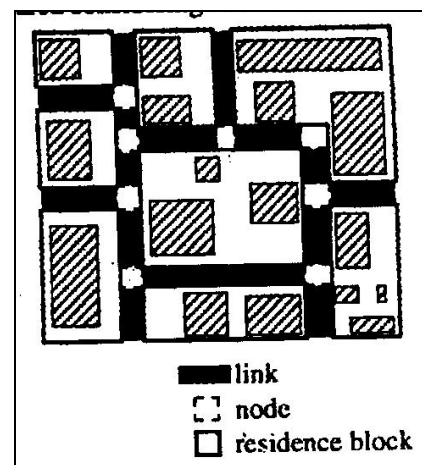


Figure I. 5 : Maillage des réseaux de rue : prise en compte de chaque rue et jonction selon (Calenda G. et al., 2003) à gauche et simplification du réseau (Inoue K. et al., 2000) à droite.

Les modèles utilisés pour calculer les écoulements sont soit des modèles bidimensionnels, soit des modèles monodimensionnels avec des relations simples permettant le calcul de la répartition des débits aux jonctions.

En ce qui concerne la taille des mailles utilisées pour mailler le domaine, comme le rappellent (Gourbesville P. and Savioli J., 2002), un compromis doit être fait entre des mailles

très grandes qui tendent à simplifier fortement l'écoulement calculé et des mailles fines augmentant fortement le temps d'acquisitions des données et le temps de calcul. (Djordjevic S. et al., 1999) conseillent d'utiliser une taille de maille caractéristique de 1 à 2 mètres pour ne pas perdre les caractéristiques importantes de la surface. (Schmitt T. G. et al., 2004) utilisent environ 8 mailles par section de rue et la taille longitudinale de maille est systématiquement inférieure à la largeur de rue. (Calenda G. et al., 2003) utilisent une maille par section de rue ayant pour longueur environ trois largeurs de rue.

Enfin, pour ce qui est du coefficient de résistance à l'écoulement qui modélise l'effet du frottement au fond et sur les façades ainsi que l'effet des obstacles et irrégularités des sections de rues non représentées topographiquement, les valeurs de coefficient de Manning utilisées par les différents auteurs dans les rues varient fortement. (Calenda G. et al., 2003) considèrent  $n=0.08 \text{ s.m}^{-1/3}$  mais selon (Inoue K. et al., 2000)  $n=0.043 \text{ s.m}^{-1/3}$ , selon (Gourbesville P. and Savioli J., 2002), (Tanguy J.M. et al., 2001) et (Haider S. et al., 2003)  $n=0.025 \text{ s.m}^{-1/3}$ , selon (Nania, 1999) et (Bishop W.A. et al., 1999)  $n=0.015 \text{ s.m}^{-1/3}$  et enfin selon (Aronica G.T. and Lanza L.G., 2004)  $n= 0.01 \text{ s.m}^{-1/3}$ .

### *c. Débordement du réseau d'assainissement*

L'écoulement des eaux dans les réseaux d'assainissement est un processus bien connu et maîtrisé par la communauté scientifique. Ces écoulements sont simulés avec des modèles commerciaux tels *Mouse*, *Hydroworks*, *SWMM* et en France *Canoe* ou *Papyrus* qui sont généralement capables de déterminer les volumes débordant du réseau lors d'un événement. Cependant le devenir des volumes débordants vers la surface n'est généralement pas pris en compte par ces modèles.

(Djordjevic S. et al., 2004) rappellent que tant que le niveau d'eau équivalent calculé dans le réseau d'assainissement à un nœud d'échange est inférieur au niveau de la rue (Figure I. 6a), l'introduction d'eau de surface dans le réseau peut avoir lieu si la rue est inondée. Cependant l'ensemble du volume présent dans la maille de surface ne peut intégrer le réseau et (Ettrich N. et al., 2004) expliquent que le débit maximum pouvant s'écouler à travers un avaloir de la surface vers le réseau d'assainissement dépend de l'écoulement dans la rue et des caractéristiques de l'avaloir. Ensuite, dès lors que le niveau dans le réseau est compris entre le niveau du fond de la rue et le niveau de la ligne d'eau à la surface (si la rue est inondée), l'écoulement a toujours lieu de la surface vers le réseau mais la loi d'intrusion devient alors très délicate (Figure I. 6b). Finalement, lorsque le niveau d'eau dans le réseau est supérieur au

niveau de l'écoulement de surface, un débordement a lieu du réseau vers la surface (Figure I. 6c) et la détermination de l'hydrogramme de débordement est là aussi délicate.

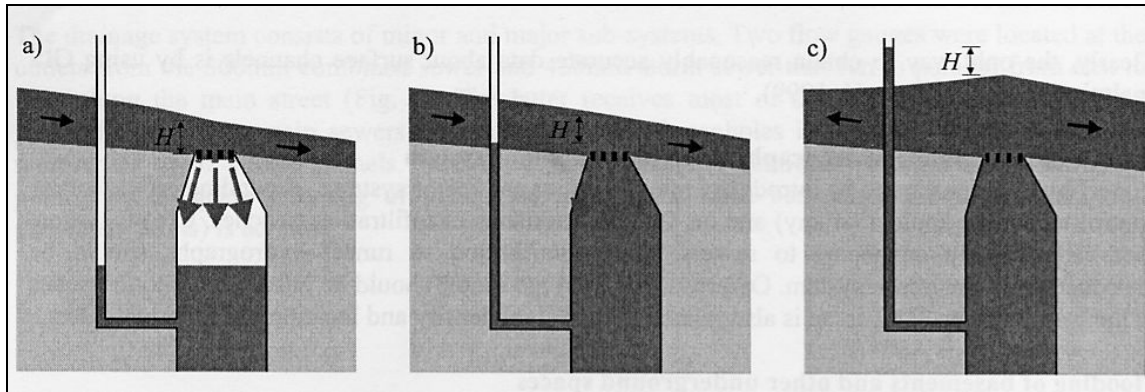


Figure I. 6 : Mécanismes d'échange de débit entre le réseau et la surface selon (Djordjevic S. et al., 2004)

La représentation du débordement du réseau d'assainissement au sein des modèles numériques étudiés présente plusieurs degrés de complexité :

a. La méthode la plus simpliste consiste à stocker au sein d'un réservoir artificiel le volume débordant du réseau (Figure I. 7). Dans certains cas, le volume ayant débordé dans la rue peut être réintroduit dans le réseau dès que le niveau dans le réseau redescend. La représentation du réservoir peut être plus ou moins détaillée, allant du réservoir rectangulaire au réservoir respectant la forme de la zone urbaine adjacente au lieu de débordement. Dans ce dernier cas, une analyse du terrain permet de prédire la surface inondée et le niveau d'eau en fonction du volume débordant.

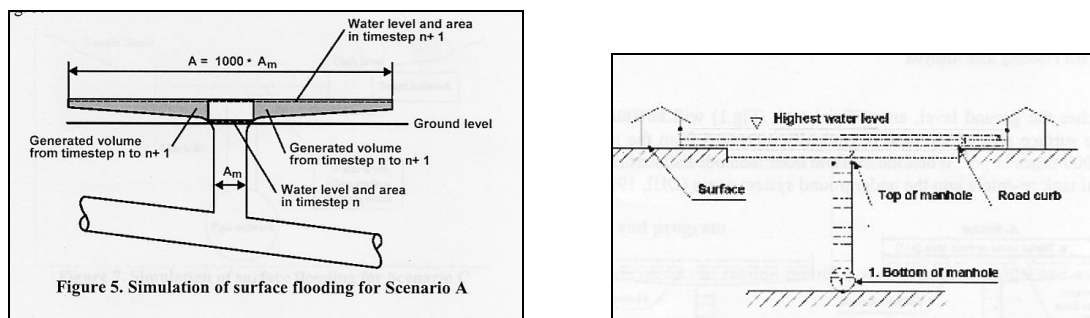


Figure I. 7 : Fonctionnement du stockage des débits débordant du réseau dans des réservoirs artificiel selon (Boonya-aroonnet S. et al., 2002) à gauche et (Nie L. et al., 2004) à droite.

b. Une deuxième méthode consiste à permettre à l'écoulement débordant d'un avaloir de rejoindre le réseau par un autre avaloir aval (Figure I. 8). Une méthode simplifiée basée sur des hauteurs de seuils fictifs est par exemple proposée par (Nie L. et al., 2004).

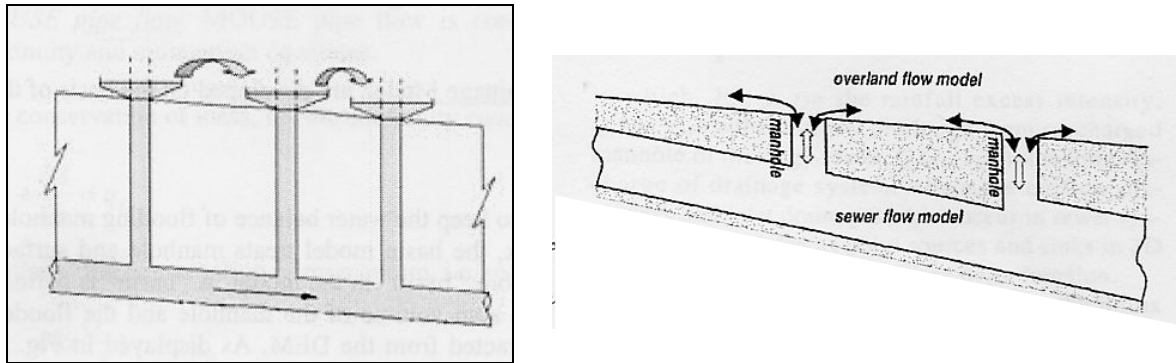


Figure I. 8 : Mécanisme de transfert d'un débit débordé à un avaloir au débit entrant dans un avaloir aval selon (Nie L. et al., 2004) à gauche et (Hsu M.-H. et al., 2002) à droite.

c. Enfin le troisième degré de complexité des modèles consiste en une méthode de couplage entre deux modèles simulant simultanément les écoulements en surface par un modèle 2D et dans le réseau par un modèle 1D. La mise à jour des échanges de volume entre les débordements du réseau et les collectes d'eau de surface aux avaloirs ont lieu régulièrement (à chaque pas de temps pour le modèle couplé de (Chen H.H. et al., 2004)).

d. Perméabilité des bâtiments

La plupart des études répertoriées considèrent que l'écoulement de surface lors d'une inondation ne peut avoir lieu que dans le réseau de rues et que les îlots ou bâtiments isolés sont imperméables. Cependant, lors d'une crue, cette hypothèse tend à surestimer le débit de pointe ainsi que la hauteur maximale dans les rues car l'effet de laminage (écoulement plus lent dans l'îlot) et de stockage au sein des îlots ne sont pas représentés. Ainsi, certains auteurs prennent en compte l'écoulement au sein et à travers les zones bâties (sur la Figure I. 9 gauche) surtout lorsque celles-ci sont peu densément bâties :  $\Sigma d_1 \ll D$  ainsi que la capacité de stockage de l'îlot (Figure I. 9 droite).

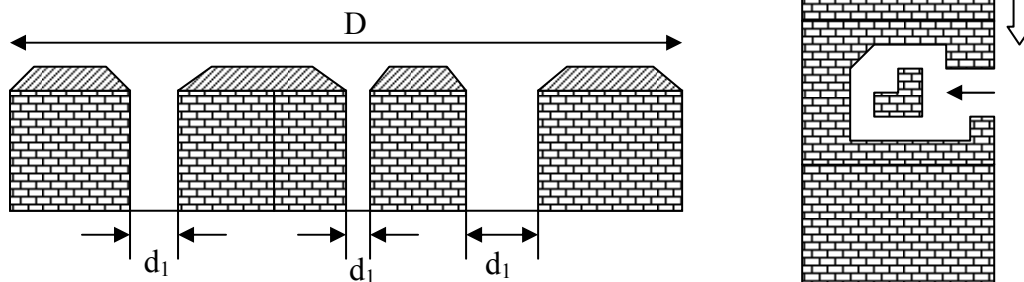


Figure I. 9 : Schéma d'ouverture d'un îlot suivant une façade.

Lors de l'étude de d'une inondation à Ouagadougou (Hingray B. et al., 2000) introduisent deux paramètres : le paramètre de pénétrabilité (capacité de l'eau à entrer ou sortir de la parcelle) et de stockabilité (capacité de la parcelle à stocker une grande quantité d'eau). Ces paramètres sont, selon les auteurs, suffisants pour modéliser le comportement d'une parcelle au sein d'un calcul d'inondation en connaissant la hauteur d'eau à chaque instant dans les rues adjacentes. De la même manière, (Inoue K. et al., 2000) introduisent un **coefficient d'invasion**  $\beta$  qui représente la capacité de l'eau à s'introduire dans une parcelle.  $\beta$  dépend alors du facteur d'occupation du sol dans l'îlot ou du rapport du périmètre de maille non bâti sur le périmètre total (Figure I. 10). Ce coefficient introduit dans les équations de St Venant permet de calculer le débit entrant dans la parcelle.

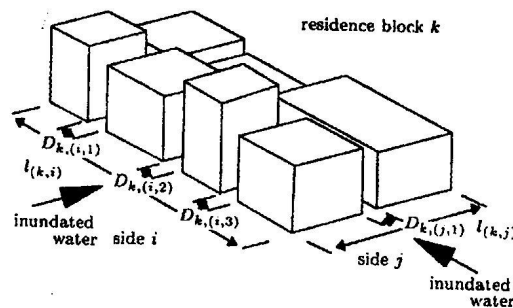


Figure I. 10 : Définition du coefficient d'invasion selon (Inoue K. et al., 2000)

#### e. Inondation du sous-sol urbain

Certains auteurs cités dans la présente synthèse bibliographique modélisent l'introduction d'un volume d'eau dans les espaces souterrains (Figure I. 11). Les sous-sols peuvent alors être traités comme des dépressions avec la possibilité d'introduire un débit maximal au niveau des accès (escaliers...); cette méthode a alors pour unique objectif de calculer le volume soustrait de la surface vers les espaces en sous-sol. Cependant, l'écoulement au sein des sous-sols peut aussi être simulé avec des méthodes similaires au calcul des écoulements dans les réseaux d'assainissement ; ces méthodes ont par exemple pour objectif de mettre en place des plans d'évacuation en fonction des directions des écoulements.

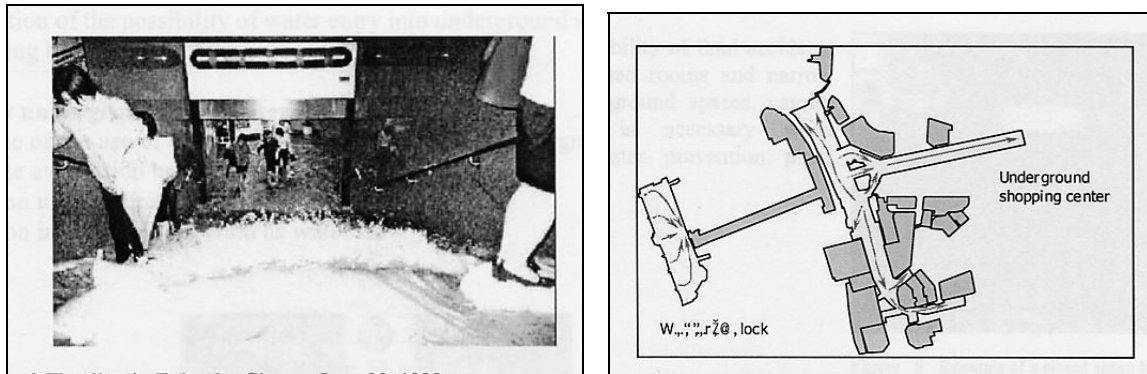


Figure I. 11 : Inondation d'un escalier du métro de la ville de Fukuoka (Japon) en 1999 (gauche) et chemin emprunté par l'eau pour inonder un centre commercial souterrain (droite) selon (Ishikawa Y. et al., 2002).

## Conclusion

Différents modèles peuvent donc être utilisés pour simuler les inondations en milieu urbanisé en fonction des événements représentés et des objectifs des études. De manière générale, lorsque les débits d'eau s'écoulant à la surface des villes (dans les rues, jardins, places...) sont de l'ordre de grandeur ou supérieurs à ceux circulant dans le réseau, les modèles de calcul des écoulements dans les réseaux simplifiant les processus en surface (réservoirs fictifs, lois de seuil entre les avaloirs) ne semblent plus adaptés. En effet, dans ce cas la représentation explicite de la surface devient nécessaire et les écoulements qui y ont lieu sont alors calculés avec des modèles résolvant les équations de St Venant 1D ou 2D. De l'avis général des auteurs cités dans la synthèse bibliographique, les modèles bidimensionnels sont plus adaptés au calcul des écoulements en ville. Le Chapitre II présentera donc une méthode d'utilisation d'un modèle 2D pour simuler les écoulements de surface en ville ainsi que les limites de ces modèles rencontrés lors de la modélisation de certaines inondations.

## **Chapitre II : Illustration des capacités et limites d'un code 2D à simuler des inondations urbaines**

### **Introduction**

Les différences entre les méthodes numériques présentées au Chapitre I et utilisées pour simuler des inondations urbaines dépendent fortement du type d'événement à simuler et de la précision des résultats escomptés. Par exemple, les méthodes destinées à représenter un faible débordement de réseau d'assainissement dans une rue ou le débordement d'une rivière urbaine suite à une rupture de berge seront très différentes. Par ailleurs, la méthode de maillage de la zone urbaine utilisée dépend dans une grande mesure de la densité d'urbanisation de cette zone.

Dans le cas de cette thèse, les événements à représenter ont lieu majoritairement en surface dans des zones à forte densité urbaine où le domaine de développement de l'inondation peut être assimilé à un réseau de rues bordées d'îlots imperméables. Il s'agit donc d'événements particulièrement violents où les débits transitant dans le réseau sont soit négligeables soit de l'ordre de grandeur de ceux transitant par la surface. Nous devons donc choisir une méthode numérique adaptée à la simulation de ces événements. Parmi les études citées en Annexe I, deux méthodes de calcul des écoulements violents dans les réseaux de rues se détachent : l'utilisation des codes de calcul mécanistes monodimensionnels et bidimensionnels. Un choix doit donc être fait entre ces deux approches qui comportent chacune des avantages et des inconvénients.

Lorsque l'écoulement inondant les rues est en régime fluvial durant la totalité de l'événement, il semble qu'un modèle monodimensionnel soit adapté à la simulation de l'événement. Le modèle 1D calculant l'écoulement dans les rues est alors simplement complété par deux équations valables aux carrefours des rues : une équation de conservation des débits entre les branches arrivant et partant de la jonction et une équation d'égalité des niveaux d'eau aux extrémités des branches bordant cette jonction. Par contre, si l'écoulement au sein du réseau de rues tend à passer en certains points en régime torrentiel, la méthode 1D précédente n'est plus valide. Des méthodes plus complexes doivent être mises en œuvre telles celle de (Tanguy J.M. et al., 2001) qui allie aux équations de simulation des écoulements dans les rues une équation de conservation de la masse aux jonctions et une loi de continuité de la charge utilisant un coefficient empirique de perte de charge dans la jonction à caler en fonction de



l'urbanisme local. En effet, lorsque l'écoulement passe en régime torrentiel, la répartition des débits dans les rues bordant les carrefours ne peut être aussi simplement déterminé.

La plupart des auteurs utilisent alors un modèle bidimensionnel résolvant les équations de Saint Venant 2D, simplifiées ou non, malgré le fait que les temps de calcul sont beaucoup plus importants que pour les modèles 1D. Les raisons de ce choix sont d'une part la possibilité de représenter les structures urbaines, obstacles, obstructions explicitement au sein de la topographie de la zone urbaine (Aronica G.T. and Lanza L.G., 2004; Ettrich N. et al., 2004; Gourbesville P. and Savioli J., 2002), et d'autre part, ces modèles permettent de calculer directement les écoulements dans les jonctions. Ils n'ont donc pas recours à des équations supplémentaires\*. Enfin, (Gourbesville P. and Savioli J., 2002) rappellent que les résultats des calculs 2D sont plus précis et plus informatifs, ils permettent ainsi d'établir des cartes de risque plus détaillées. Par contre, (Schmitt T. G. et al., 2004) considèrent qu'un tel modèle n'est applicable que dans des petites zones du fait des temps de calcul qui deviennent prohibitifs sur une zone urbaine étendue.

Les études disponibles dans la littérature mettent donc en avant l'utilisation des modèles résolvant les équations de Saint Venant 2D pour calculer les écoulements violents dans les réseaux de rue. Cependant, peu d'information semble disponible concernant les capacités et limites de l'utilisation des modèles 2D pour simuler ce type d'événements dans des cas réels. Pour cela, nous avons décidé de simuler un certain nombre de cas typiques d'inondations urbaines en conditions de laboratoire et en conditions réelles avec le code de calcul 2D disponible au Cemagref de Lyon, soit *Rubar20*. Ce code de calcul sera présenté dans un premier temps et ses capacités à modéliser les structures d'écoulement susceptibles de se développer lorsqu'un écoulement violent s'écoule dans un domaine urbain seront vérifiées. Enfin, la simulation d'événements d'inondation passés à l'aide de ce modèle numérique permettra de définir ses limites pour des applications opérationnelles.

## **I. Présentation du code de calcul Rubar20**

---

\* Il reste cependant le problème délicat du choix du modèle de turbulence à utiliser en 2D

### 1) Présentation des équations à résoudre

Les équations de Saint Venant 2D sont destinées à prédire l'évolution temporelle et spatiale d'un écoulement majoritairement bidimensionnel, c'est à dire dont les vitesses verticales sont faibles par rapport aux vitesses dans le plan horizontal. La principale simplification apportée dans les équations de Saint Venant par rapport aux équations de Navier Stokes provient en effet de l'hypothèse d'une répartition hydrostatique des pressions dans l'écoulement. Cette hypothèse simplificatrice est valable pour des écoulements horizontaux sous certaines conditions que l'on supposera vérifiées dans l'ensemble des écoulements étudiés. Ces conditions sont des accélérations verticales faibles devant la pesanteur, des hauteurs d'eau grandes par rapport aux irrégularités du fond, des rayons de courbures des lignes de courant dans un plan horizontal importants, des faibles pentes de la surface libre. Les équations de Saint Venant sont alors obtenues en intégrant sur la verticale les équations de Navier Stokes écrites sous les hypothèses précédentes, suivant l'axe vertical. Le système des trois équations (1)+(2)+(3) à résoudre est donc présenté ci-dessous :

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial Q_x}{\partial x} + \frac{\partial Q_y}{\partial y} = P \quad (1)$$

$$\frac{\partial Q_x}{\partial t} + \frac{\partial \left( \frac{Q_x^2}{h} + g \frac{h^2}{2} \right)}{\partial x} + \frac{\partial \left( \frac{Q_x Q_y}{h} \right)}{\partial y} = -gh \frac{\partial Z_f}{\partial x} - g \frac{Q_x \sqrt{Q_x^2 + Q_y^2}}{K^2 h^{7/3}} + \nu \left( \frac{\partial}{\partial x} \left( h \frac{\partial \left( \frac{Q_x}{h} \right)}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( h \frac{\partial \left( \frac{Q_x}{h} \right)}{\partial y} \right) \right) + F_x(V') + P_x \quad (2)$$

$$\frac{\partial Q_y}{\partial t} + \frac{\partial \left( \frac{Q_y^2}{h} + g \frac{h^2}{2} \right)}{\partial y} + \frac{\partial \left( \frac{Q_x Q_y}{h} \right)}{\partial x} = -gh \frac{\partial Z_f}{\partial y} - g \frac{Q_y \sqrt{Q_x^2 + Q_y^2}}{K^2 h^{7/3}} + \nu \left( \frac{\partial}{\partial x} \left( h \frac{\partial \left( \frac{Q_y}{h} \right)}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( h \frac{\partial \left( \frac{Q_y}{h} \right)}{\partial y} \right) \right) + F_y(V') + P_y \quad (3)$$

où  $h$  est la hauteur d'eau,  $Z_f$  la cote du fond,  $Q_x$  le débit unitaire selon l'axe 'x' égal au produit de la vitesse  $V_x$  par la hauteur d'eau,  $Q_y$  le débit unitaire selon 'y',  $g$  l'accélération de la pesanteur,  $\nu$  un coefficient de viscosité (ou diffusion),  $K$  le coefficient de Strickler,  $V'$  la vitesse du vent (négligée dans ce mémoire),  $F_x$  et  $F_y$  des relations exprimant les contraintes dues au vent sur la surface de l'eau,  $P_x$  et  $P_y$  les composantes du frottement à la paroi (verticale) exprimées sous une formulation de type Chézy ou Strickler,  $P$  l'apport local correspondant à la pluie (positif) ou à l'infiltration (négatif).

## 2) Résolution des équations : description du schéma numérique

Les équations précédentes sont résolues par le solveur du code Rubar20, basé sur la méthode des volumes finis appliquée à un maillage non structuré et constitué de quadrilatères et de triangles. Par ailleurs, le code utilise un schéma explicite de Van Leer avec second ordre en temps et en espace. Ce schéma numérique comprend quatre étapes (Paquier A., 1995) :

1. Un calcul du gradient de chacune des variables ( $h$  étant remplacé par la variable  $z$  le niveau d'eau qui est égal à la côte du fond plus la hauteur d'eau) dans chaque maille pour chacune des deux directions correspondant aux axes 'x' et 'y' par une méthode des moindres carrés. Pour garder le caractère de schéma à variation totale décroissante (TVD, Total Variation Diminishing), une limitation des gradients est effectuée, ce qui permet d'éviter la création d'extremums sur ces variables aux milieux des arêtes de la maille considérée.

2. La variable  $W=(h, Q_x \text{ et } Q_y)$  est ensuite calculée à un temps intermédiaire  $t_{n+1/2}$  au centre  $m_{ij}$  de chacune des arêtes de chaque maille du maillage  $i$  par :

$$W_{m_{ij}^L}^{n+1/2} = W_{m_{ij}^L}^n - 0,5\Delta t \left[ f_1'(W_i^n) W_{xi}^n + f_2'(W_i^n) W_{yi}^n \right] + 0,5\Delta t S_i^n \quad (4)$$

dans laquelle  $f_1'$  (respectivement  $f_2'$ ) sont les flux selon 'x' (respectivement 'y') correspondant au premier membre des équations (2) et (3),  $S$  le second membre,  $W_{xi}^n$  (respectivement  $W_{yi}^n$ ) le gradient de  $W$  selon l'axe 'x' (respectivement 'y'), l'index  $L$  (respectivement  $R$ ) représente les valeurs à gauche (respectivement à droite) de l'arête.

3. La résolution d'un problème de Riemann unidimensionnel dans la direction normale à l'arête à  $t_{n+1/2}$  afin d'estimer les flux à travers les arêtes pour le premier membre des équations(2) et (3). Ce mode de calcul permet de tenir compte des discontinuités de la ligne d'eau ; il permet, de ce fait, de représenter des ressauts hydrauliques sans toutefois tenir compte de leur longueur (Paquier, 1995). Ce problème est résolu par une linéarisation de Roe qui donne directement la valeur de ces flux.

4. l'intégration du second membre des équations (2) et (3) sur la surface de la maille afin d'ajouter la contribution correspondante et d'obtenir la valeur finale  $W_i^{n+1}$  par :

$$W_i^{n+1} = W_i^n + \sum_j \frac{\varepsilon_{ij} l_{ij}}{A_i} \Delta t f_1 \left( W_{m_{ij}}^{n+1/2} \right) + S_i^{n+1/2} \Delta t \quad (5)$$

dans laquelle  $f_i$  représente le flux selon 'x', la sommation portant sur les mailles  $j$  qui ont un côté commun avec la maille  $M_i$  (de surface  $A_i$ ) et  $\varepsilon_{ij}$  vaut 1 ou -1 selon l'orientation de l'arête  $m_{ij}$  (de longueur  $l_{ij}$ ) commune aux mailles  $M_i$  et  $M_j$ .

La contribution du second membre inclut :

\* Des termes de gravité ou de pente ( $-gh \frac{\partial Z}{\partial x}$  ou  $-gh \frac{\partial Z}{\partial y}$ ) traités comme les flux destinés

à ce qu'une surface libre horizontale reste horizontale en l'absence d'apports.

\* Des termes de frottement au fond qui sont simplement estimés au centre de la maille et calculés de manière implicite.

\* Des termes de diffusion qui sont traités comme des flux.

\* Les autres termes sont calculés au centre de maille et traités de manière explicite.

En outre, les mailles sèches sont traitées de manière spécifique dans le sens où une maille est considérée sèche tant que la hauteur d'eau ne dépasse pas 0,1 mm.

La stabilité numérique est généralement obtenue en limitant à chaque pas de temps le nombre de Courant maximal à 1. Pour une maille, le nombre de Courant  $C_i$  est calculé par :

$$C_i = \max_i (v_i + \sqrt{gh}) \frac{\Delta t}{\Delta_i} \quad (6)$$

dans laquelle  $i$  prend 3 ou 4 valeurs,  $v_i$  est le module de la vitesse dans une direction  $i$  normale à une des arêtes de la maille,  $\Delta_i$  la dimension de la maille dans cette direction et  $\Delta t$  le pas de temps.

### 3) Formules de frottement utilisées

La plupart des écoulements étudiés dans ce mémoire (notamment ceux concernant des événements à une échelle urbaine réelle) sont en régime turbulent rugueux (cf Figure II. 1) du fait du fort nombre de Reynolds et des grandes tailles caractéristiques des aspérités au fond. Ainsi, le coefficient de frottement de Strickler ( $K$  dans les équations (2) et (3)) est considéré constant durant la totalité de l'événement quelles que soient les caractéristiques de l'écoulement et ne dépend que des caractéristiques du fond (lit de rivière, rue...). Par contre, certains écoulements sur des modèles physiques particulièrement lisses (constitués de verre par exemple) sont en régime turbulent lisse ou en régime de transition entre turbulent rugueux et turbulent lisse. Alors l'hypothèse d'indépendance du coefficient de Strickler par rapport à la hauteur d'eau et la vitesse d'écoulement n'est plus valide. Ainsi, dans le système

d'équations (1)+(2)+(3), il est nécessaire de recalculer à chaque pas de temps et en chaque maille le coefficient de Strickler  $K$  correspondant aux conditions d'écoulement locales en fonction du coefficient de frottement  $f$  en utilisant la relation (7).

$$K = \sqrt{\frac{8g}{R_h^{1/3} f}} \quad (7)$$

où  $R_h$  le rayon hydraulique (remplacé en fait par la hauteur d'eau  $h$ ) et  $f$  est le coefficient de frottement calculé de manière implicite par la formule de *Colebrook-White* (8)

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -K_1 \log \left( \frac{K_s}{K_2 R_h} + \frac{K_3}{Re \sqrt{f}} \right) \quad (8)$$

avec  $K_1=2$ ,  $K_2=12$  et  $K_3=3$  ) (Yen B.C., 2002) et où  $K_s$  est la taille caractéristique des aspérités ;  $Re$  est le nombre de Reynolds calculé par (9)

$$Re = \frac{4UR_h}{\nu_c} \quad (9)$$

où  $U$  est la norme de la vitesse locale,  $\nu_c$  la viscosité cinématique du fluide (avec  $R_h$  remplacé par  $h$ ).

Cependant, l'utilisation de la formule (8) implicite afin de recalculer à chaque pas de temps et en chaque maille le coefficient de frottement local  $f$  de l'équation (7) s'avère très coûteuse en temps de calcul. Il est alors plus simple de calculer  $f$  à l'aide de la formule (10) (Yen B.C., 2002) qui a l'avantage d'être explicite à condition de se trouver en régime de transition entre turbulent lisse et turbulent rugueux.

$$f = \frac{1}{4} \left[ -\log \left( \frac{K_s}{12R_h} + \frac{1.95x4^{0.9}}{Re^{0.9}} \right) \right]^{-2} \quad (10)$$

La séparation entre les régimes turbulents rugueux, transitionnels et lisses est présentée sur le diagramme de Moody en Figure II. 1 (French H.R., 1985).

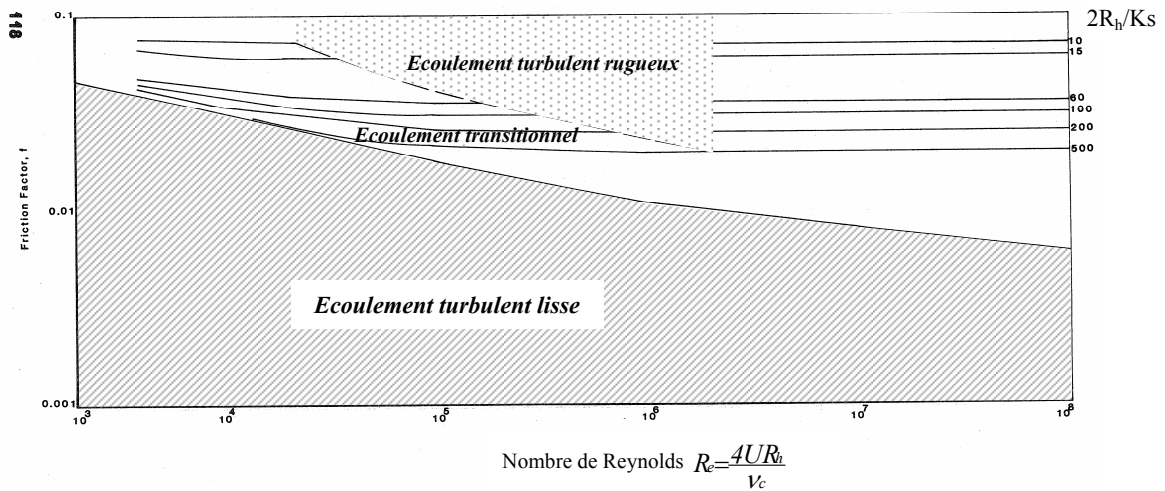


Figure II. 1: Diagramme de Moody corrigé montrant le comportement de  $f$  dans les canaux ouverts vis-à-vis de  $Re$  et de  $2R_h/K_s$  (où  $R_h$  peut être remplacé par  $h$ )

En conclusion, le coefficient de Strickler  $K$  des équations (2) et (3) sera considéré constant et fixé par l'utilisateur en chaque maille lorsque l'écoulement est en régime turbulent rugueux, soit pour les simulations d'événements à l'échelle de la ville réelle et il sera calculé par les formules (10) et (7) pour les écoulements en régime turbulent lisse ou transitionnel lors de la modélisation numérique des écoulements sur certains modèles physiques.

#### 4) Formules de diffusion turbulente utilisées

Nous avons vu que le terme de diffusion utilisé dans les équations (2) et (3) fait appel à un coefficient de diffusion (ou de viscosité)  $\nu$ . Ce terme a pour vocation de rendre compte principalement de la diffusion (ou viscosité) induite par la turbulence qui se développe au sein de l'écoulement et de manière secondaire de la diffusion provenant de l'intégration des équations de Navier-stokes sur la verticale.

Il reste désormais à déterminer la méthode de détermination de ce coefficient. Il existe en effet dans la littérature plusieurs modèles de turbulence de complexités différentes allant de la viscosité turbulente constante (utilisée dans la plupart des calculs présentés dans ce mémoire) à des modèles  $k-\epsilon$  plus coûteux en temps de calcul. Le concept de viscosité turbulente constante sur l'ensemble de l'écoulement consiste donc à considérer le coefficient  $\nu$  constant en espace et en temps. Deux autres relations légèrement plus évoluées permettant de calculer le coefficient de viscosité turbulente sont utilisées dans ce mémoire (à la fin du Chapitre IV),

elles expriment ce coefficient  $\nu$  en fonction de la vitesse de frottement au fond  $u^*$ , la hauteur d'eau locale  $h$  et un coefficient adimensionnel de turbulence  $k$  par la relation (11).

$$\nu = ku^*h \quad (11)$$

La première relation consiste alors à relier la vitesse de frottement au fond à la pente de la ligne d'eau par la relation (12).

$$u^* = \sqrt{gh \sqrt{\left(\frac{\partial(z_f+h)}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial(z_f+h)}{\partial y}\right)^2}} \quad (12)$$

La deuxième relation consiste à relier la vitesse de frottement au fond à la pente de la ligne de frottement par la relation (13).

$$u^* = \sqrt{g \frac{(Q_x^2 + Q_y^2)}{h^{7/3} K^2}} \quad (13)$$

## **II. Validation des capacités du code sur des cas expérimentaux**

Avant de vérifier si le code *Rubar20* est adapté à la simulation d'inondations urbaines réelles, nous vérifions les capacités du code à modéliser les principales structures d'écoulement complexe susceptibles d'apparaître lors d'inondations urbaines. Pour cela, des écoulements mesurés sur modèles physiques sont utilisés et le code 2D est alors employé pour simuler ces événements. La comparaison des résultats numériques et mesures expérimentales permet ainsi de connaître les qualités et limites du code 2D à simuler des écoulements dans des conditions parfaitement maîtrisées.

### **1) Cas d'un bâtiment isolé**

La première étude considérée a pour objectif de vérifier si le modèle est apte à représenter de manière satisfaisante les structures d'écoulement qui ont lieu autour d'un bâtiment isolé placé au centre d'un écoulement.

#### *a. Présentation du modèle physique*

Le modèle physique consiste en un canal horizontal de 3.6 m de large et de section trapézoïdale présenté sur la Figure II. 2. Initialement, le canal est composé de deux compartiments séparés par une vanne placée au centre d'une zone de contraction. L'amont du

canal est rempli d'eau sur 40 cm et joue un rôle de réservoir alors que la partie aval du canal est initialement remplie d'un mince filet d'eau de 1 cm. A 3.5 mètres à l'aval de la vanne de séparation, un bloc imperméable rectangulaire représentant un bâtiment isolé est positionné avec un certain angle par rapport à l'axe du canal. Au temps  $t = 0$ , la vanne est retirée soudainement et l'écoulement se développe depuis le réservoir vers la partie aval du canal. Une description plus fine des conditions d'expérience peut être trouvée dans (Soares Frazao S. et al., 2004).

6 appareils de mesure dynamique de profondeur (G1 à G6) sont positionnées autour du bâtiment comme cela est présenté sur la Figure II. 2. Ces appareils permettent de mesurer en continu l'évolution de la hauteur d'eau durant l'expérience. De plus, le champ de vitesse est mesuré autour du bâtiment aux temps  $t=1$  seconde,  $t=2s$ ,  $t=5s$  et  $t=10s$  après le début de l'expérience.

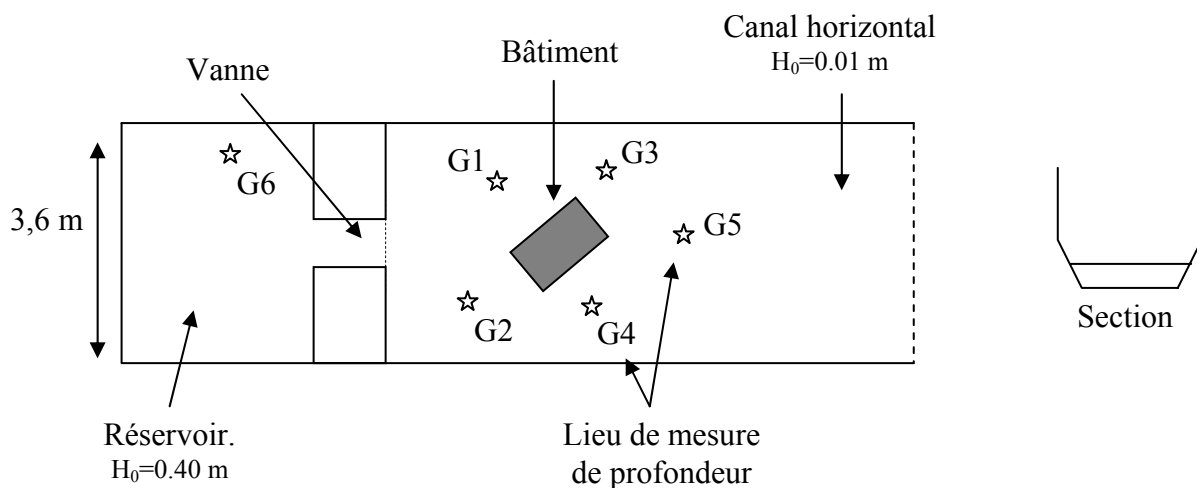


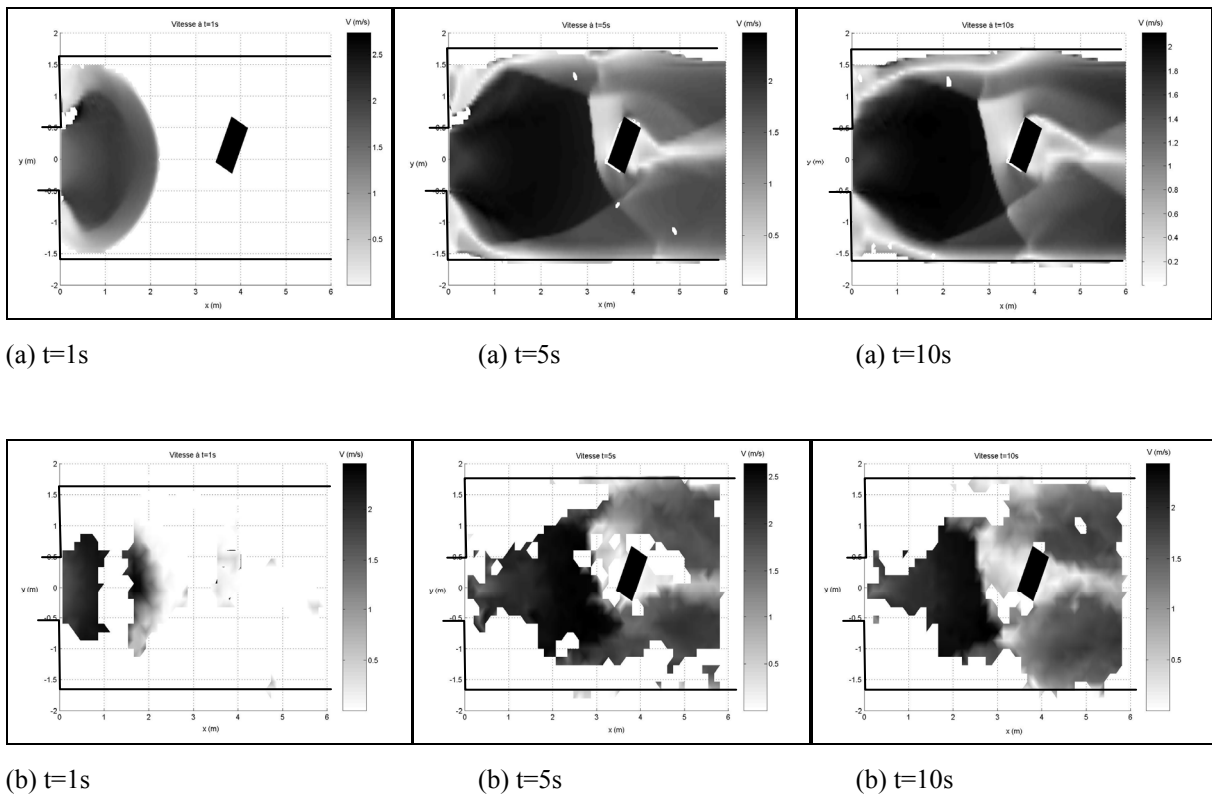
Figure II. 2: Schéma du cas expérimental "Bâtiment isolé"

*b. Comparaison des résultats numériques avec les données expérimentales*

L'ensemble du domaine d'étude est maillé avec une densité de maillage caractéristique de 5 cm et le code 2D *Rubar20* est utilisé pour simuler l'écoulement. Comme le montre la Figure II. 3, au départ ( $t=1s$ ) la rupture de barrage induite se répand librement à l'aval de la contraction puis elle se réfléchit sur les bords du canal et sur les parois du bâtiment. Ensuite, l'écoulement contourne le bâtiment et du fait des interactions avec les parois du canal, des zones d'écoulement complexe apparaissent. Une description fine des comparaisons entre les résultats numériques et les mesures expérimentales peut être trouvée dans (Mignot E. and Paquier A., 2003b).



La Figure II. 3 montre que le champ de vitesses est correctement prédit par le code de calcul 2D. En effet, l'ensemble des structures d'écoulement observées expérimentalement et décrites sur la Figure II. 4 sont reproduites numériquement avec une bonne concordance. Parmi ces structures, on observe les zones de transition entre les deux régimes d'écoulement torrentiel et fluvial, les zones d'accélération et de décélération et enfin les réflexions sur les parois du canal.



*Figure II. 3 : Comparaison des champs de vitesse calculés (a) et mesurés (b) à  $t=1s$ ,  $t=5s$  et  $t=10s$  autour du bâtiment isolé. Ici  $x=0$  correspond à l'abscisse de la vanne. Certaines zones du (b) sont non renseignées du fait des incertitudes de mesure trop importantes.*

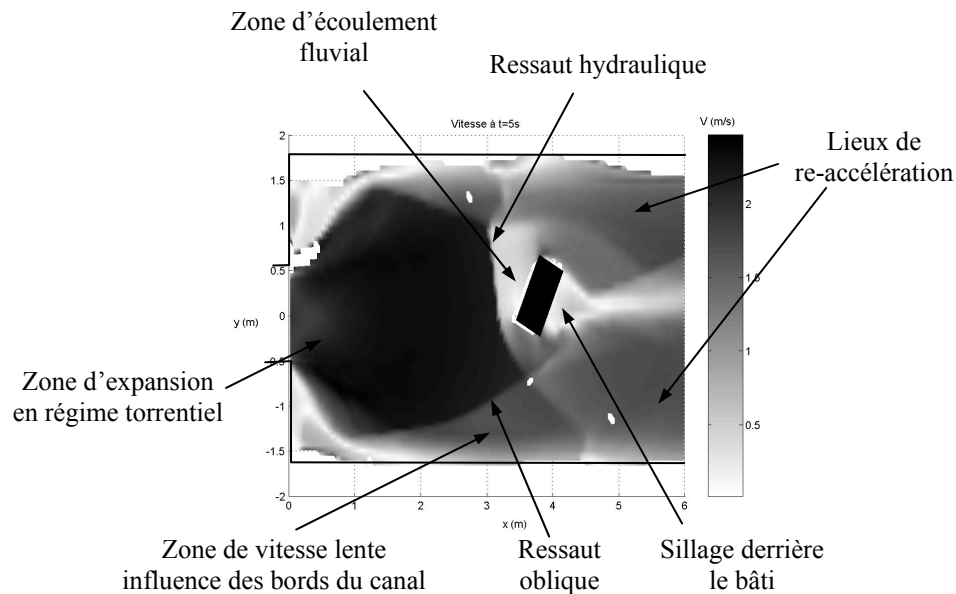


Figure II. 4: Vitesses d'écoulement calculées à  $t=5s$  annotées des principales structures d'écoulement observées autour du bâtiment isolé.

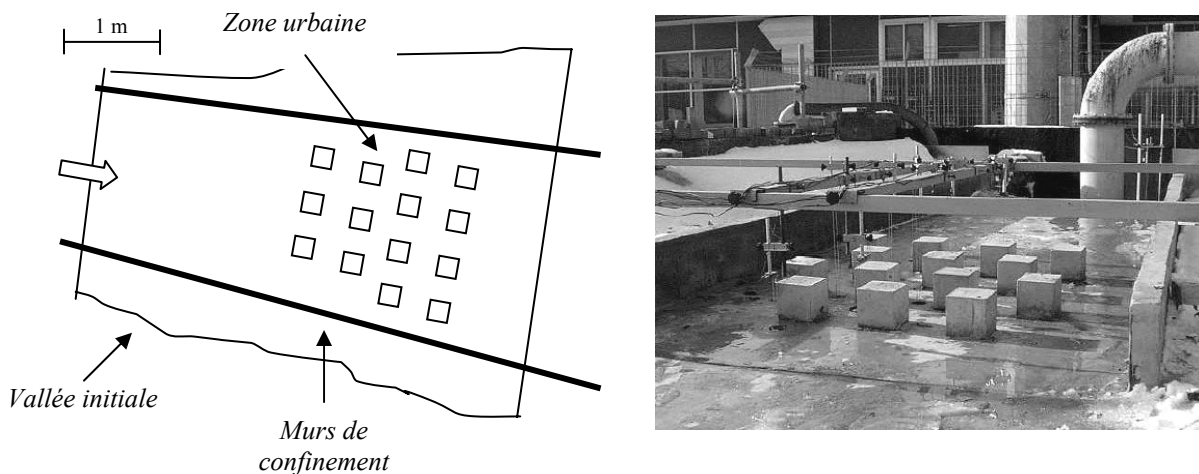
Le modèle 2D utilisé a donc pu représenter ici les structures classiquement rencontrées par les écoulements torrentiels : les réflexions, les transitions entre les régimes d'écoulement, les zones d'accélération et de recirculation... qui peuvent apparaître de même au sein des rues en pente lors d'inondations urbaines. Les incertitudes de simulation relevées ici concernent la localisation exacte des transitions entre les zones d'écoulement rapide et lent (ressauts hydrauliques).

## 2) Cas d'un modèle de ville

L'intérêt de cette deuxième étude expérimentale est de simuler des écoulements proches de ceux qui peuvent apparaître lors la plupart des inondations urbaines violentes. En effet, l'organisation des blocs en chemins d'écoulement privilégiés ou en contournements d'îlots reproduit de manière simplifiée non seulement les écoulements fréquemment observés au sein des rues mais aussi les écoulements principaux ayant lieu au sein de zones semi-urbaines où le bâti est plus espacé et aligné de façon plus aléatoire.

*a. Présentation du modèle physique*

Ce modèle physique représente une vallée de 5 m de long au sein de laquelle est placé un groupe de blocs simulant une zone urbaine simplifiée. A l'amont de la vallée un hydrogramme de crue est imposé en condition limite, celui-ci envahit la vallée et atteint le groupe de blocs situé dans la partie aval. Durant la campagne de mesures, un certain nombre de configurations d'alignement de ces blocs a été considéré et des murs de confinement ont parfois été ajoutés sur les bords de la zone d'étude. Une description précise de l'ensemble des conditions expérimentales étudiées peut être trouvée dans (Alcrudo F. et al., 2003). La configuration présentée ici concerne uniquement les configurations prenant en compte les murs de confinement comme présenté sur la Figure II. 5.



*Figure II. 5 : Schéma et photo du modèle physique "Modèle de ville".*

Des mesures d'évolution de la hauteur d'eau au cours de l'expérience ont été relevées en 9 points autour et au centre de la zone urbaine à l'aide de capteurs visibles sur la photographie de la Figure II. 5.

*b. Comparaison des résultats numériques avec les mesures expérimentales*

Le maillage comprend 9 mailles de calcul entre les bâtiments dans chacune des directions. L'hydrogramme de crue est imposé en condition limite amont et la modélisation numérique du cas présenté est réalisée à l'aide du code de calcul *Rubar20*. Deux méthodes de représentation numérique des blocs ont été testées, soit les blocs sont représentés par une zone imperméable en imposant un débit nul à travers les arêtes de contour, soit ils sont représentés

en topographie par un fort rehaussement d'altitude des nœuds à l'intérieur des blocs. Etant donné qu'expérimentalement, les blocs n'ont jamais été submergés, il est apparu que numériquement les résultats obtenus avec ces deux méthodes sont tout à fait similaires. Une analyse détaillée de la comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques est disponible dans (Mignot E. and Paquier A., 2003a).

### Analyse des résultats du calcul

Lorsque le pic de l'hydrogramme atteint la zone urbaine simplifiée, les écoulements qui ont lieu sont présentés sur la Figure II. 6. A l'amont de la zone urbaine, la vitesse d'écoulement est soudainement réduite et la hauteur d'eau augmentée du fait de la forte diminution de la section de passage due à la présence de la première rangée des blocs. Ensuite, pour la configuration des blocs alignés l'écoulement a principalement lieu entre les alignements de blocs où des zones de forte vitesse apparaissent ; pour la configuration des blocs décalés, les écoulements sont plus homogènes dans la partie amont de la zone urbaine et plus à l'aval, l'écoulement tend à contourner les dernières rangées de blocs. Enfin, à l'aval de la zone urbaine, la vitesse longitudinale et la hauteur d'eau tendent à se re-homogénéiser sur l'ensemble de la section du domaine.

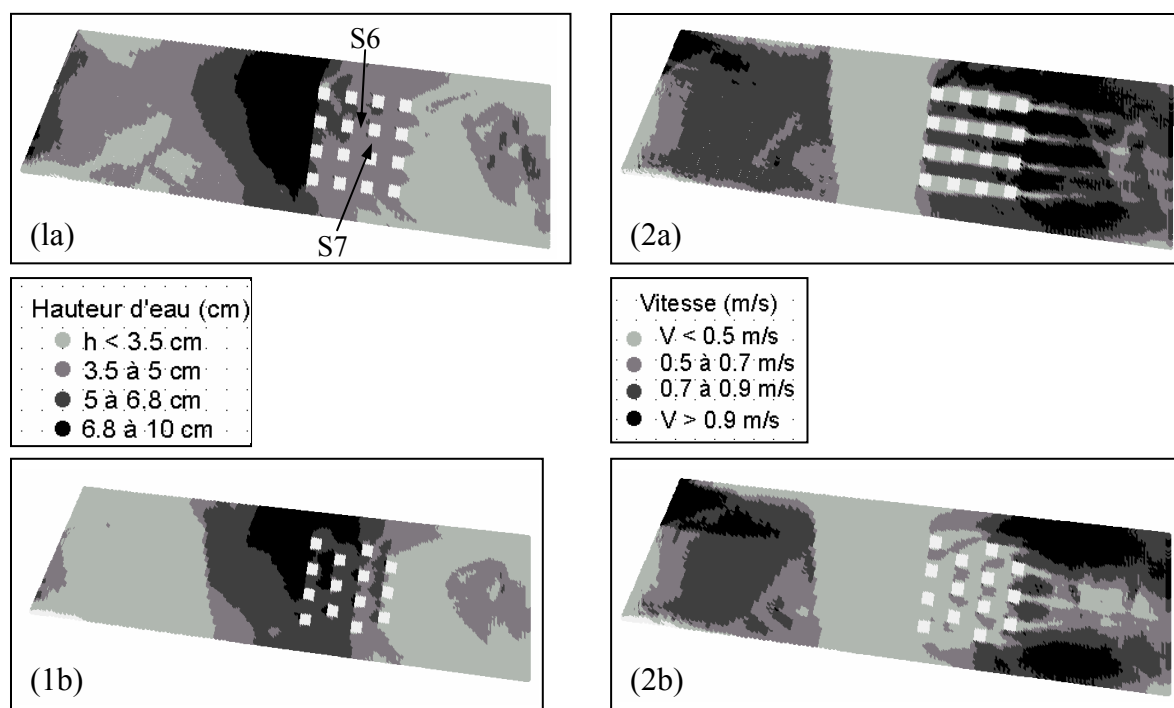
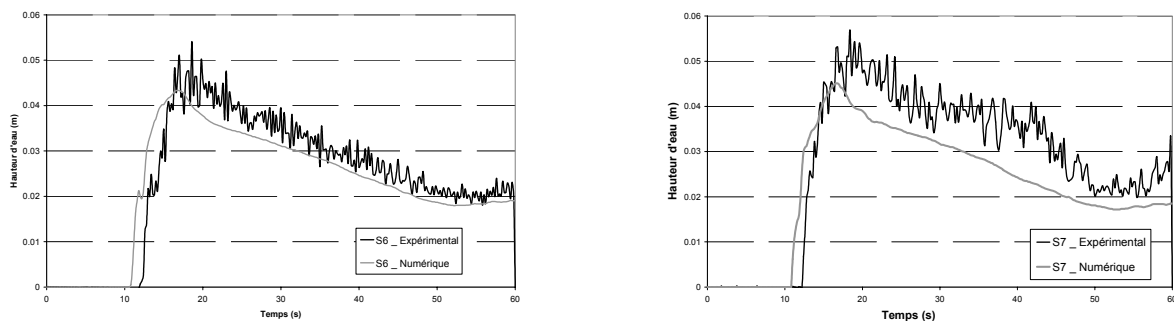


Figure II. 6 : Champs de hauteur d'eau (1) et de vitesse (2) au pic de la crue sur le modèle de ville avec la configuration des blocs alignés (a) et des blocs décalés (b)

### **Comparaison des résultats numériques avec les mesures expérimentales**

La comparaison entre les hauteurs d'eau calculées avec le code 2D et mesurées expérimentalement dans la configuration des blocs alignés est présentée ci-dessous. Les limnigrammes de la Figure II. 7 montrent l'évolution des hauteurs d'eau aux points S6 (à l'aval d'un bloc au centre de la zone urbaine) et S7 (au sein d'une "rue"). Il apparaît sur la Figure II. 7 que l'évolution de la hauteur d'eau dans la zone urbaine est proche de celle mesurée expérimentalement malgré la présence d'écoulements complexes autour des blocs (recirculations, accélérations...). Cependant, il s'avère que les hauteurs d'eau calculées sont légèrement inférieures à celles observées sur le modèle physique et elles sont plus lissés.



*Figure II. 7 : Comparaison des hauteurs d'eau calculées et mesurées au sein de la zone urbaine simplifiée aux points S6 et S7 dans la configuration des blocs alignés*

Globalement, les écoulements observés expérimentalement ont été correctement simulés à l'aide du code 2D qui s'avère donc bien adapté à la simulation d'inondations en zones urbanisées.

### **3) Cas d'un modèle de quartier de ville : Centre de Kyoto**

Un modèle physique d'inondation du centre ville de Kyoto (Japon) de 10m sur 20m a été mis en place à l'Université de Kyoto. Ce dispositif expérimental a pour objectif de représenter des écoulements ayant lieu dans la ville de façon relativement réaliste même si sa topographie et la forme des façades sont fortement simplifiées. Cet événement se déroulant dans des conditions totalement contrôlées (notamment en ce qui concerne les apports d'eau) a l'avantage par rapport à un cas réel de disposer de nombreuses mesures à la fois de débits et de hauteurs d'eau. Il s'agit donc d'un cas particulièrement adapté à la validation des capacités

de représentation des écoulements urbains par le code *Rubar20* en conditions d'inondation proches de conditions réelles.

*a. Présentation du modèle physique*

Ce modèle physique (Figure II. 8) tend à représenter fidèlement la topographie du centre-ville de Kyoto en représentant l'ensemble des rues et places du domaine. La pente principale du modèle physique est constante égale à 1/200 dans le sens Sud-Nord et le modèle est horizontal dans la direction Est-Ouest sauf à l'extrémité Est à proximité de la rivière où un rehaussement de la cote du fond a lieu afin de représenter la berge de la rivière. Des blocs imperméables et insubmersibles sont ajoutés pour représenter les îlots de la zone urbaine avec des formes simplifiées. La topographie du domaine est donc parfaitement maîtrisée sauf au sein de la rue 61 dont le profil a été modifié expérimentalement pour mieux simuler la section de la rue réelle et où la topographie exacte reste incertaine.

L'événement simulé est l'invasion d'un débit constant équivalent au pic de la crue historique de 1935 à Kyoto suite au débordement de la rivière Kamo où un débit maximale de près de 100 m<sup>3</sup>/s avait envahi la ville. Un débit constant de 1 l/s est donc imposé au Nord-Est de la zone suivant une direction diagonale orientée dans la direction Sud-Ouest. De plus, 8 capteurs à ultrason sont utilisés afin de mesurer l'évolution de la hauteur d'eau durant l'événement, ces capteurs sont placés au centre des rues principales. L'évolution des débits sortant du domaine est relevée à l'aval des rues de sortie numérotées de 61 à 73 sur la Figure II. 8. Une description plus précise du domaine et des conditions d'expériences est disponible dans (Ishigaki T. et al., 2003).

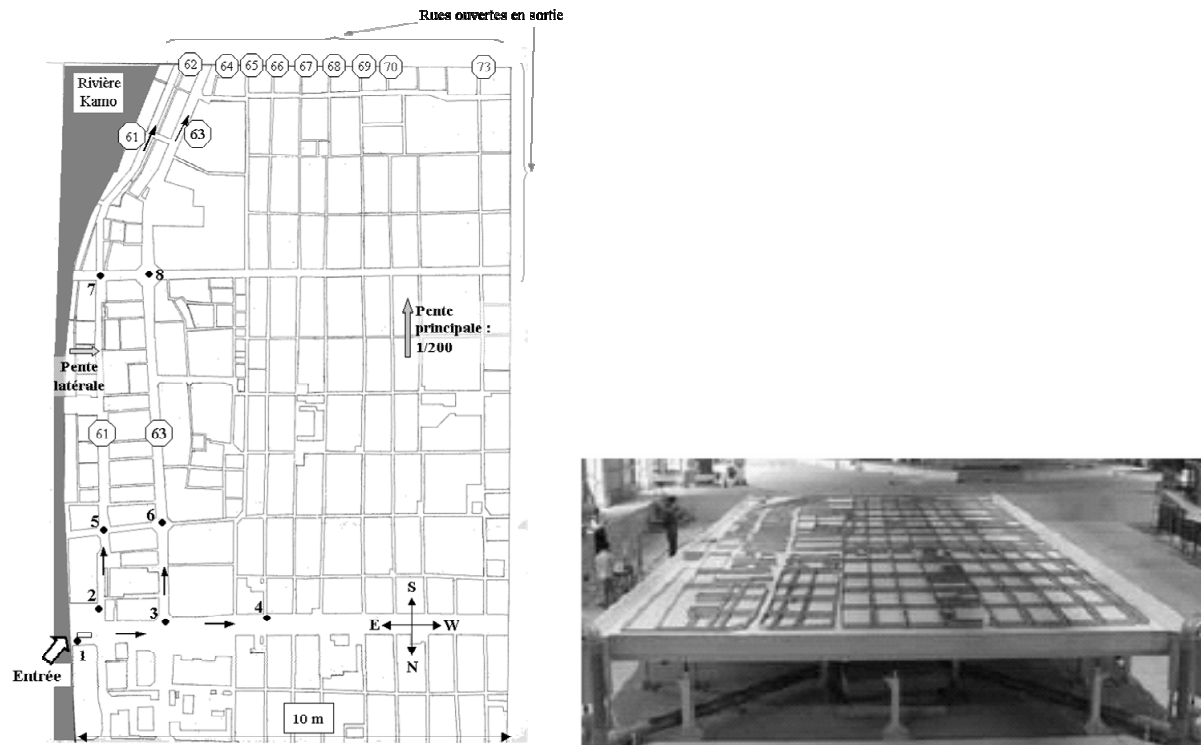


Figure II. 8 : Schéma annoté et photographie du modèle physique de ville de Kyoto

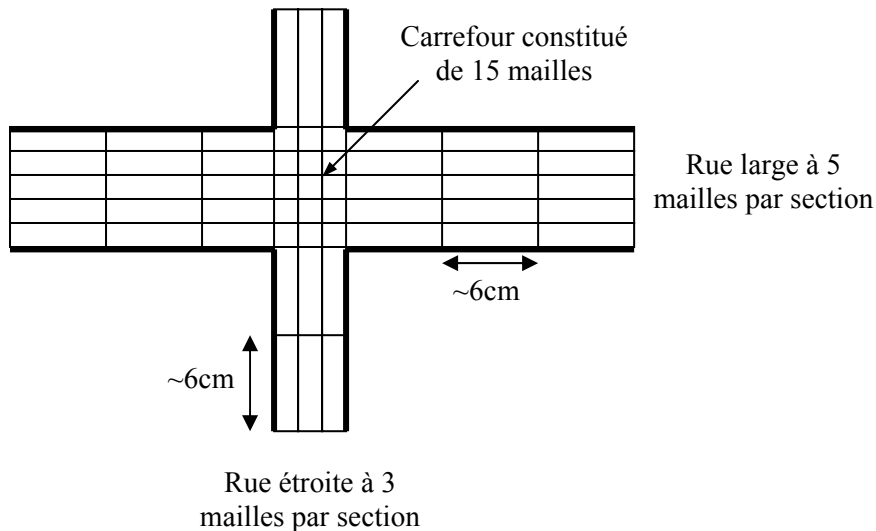
Les écoulements principaux ont lieu au sein des rues 61 et 63 (cf Figure II. 8). En effet, ces rues suivent la pente principale du site et sont les plus proches du lieu de débordement. Ceci étant dit, la largeur de ces rues est trop faible pour évacuer l'ensemble du débit entrant dans le domaine et l'inondation s'étend alors de même vers l'Ouest notamment à l'amont du dispositif.

### *b. Modélisation numérique de l'événement expérimental*

#### **Méthode de maillage de la zone urbaine**

La méthode de maillage du domaine se base sur les rues de la zone urbaine en ajustant leurs bordures aux contours des îlots. La densité de maillage transversale des rues est régulière et parfaitement maîtrisée, elle dépend généralement de la largeur des rues. Cette densité est ici de 5 à 7 mailles par section de rue pour les rues principales (typiquement de 20 cm de large) et de 3 à 4 mailles (typiquement de 5 cm de large) pour les rues secondaires (Figure II. 9). Les carrefours sont alors simplement maillés par intersection des maillages des rues qui se rejoignent et la densité de maillage aux carrefours dépend des maillages transversaux de ces rues. Par exemple, sur la Figure II. 9, deux rues comprenant 3 et 5 mailles par section se rencontrent et le carrefour résultant est alors composé de 15 mailles. Pour les carrefours complexes à plus de 4 branches ou avec une zone ouverte importante, un traitement manuel

du maillage est cependant nécessaire afin de représenter correctement la forme de la jonction. Pour ce qui est de la densité de maillage des rues dans le sens longitudinal, soit suivant l'axe de la rue, une longueur moyenne des mailles est choisie et le découpage des mailles entre deux carrefours est ajusté au plus près de cette longueur. Dans le cas présent, la longueur est de l'ordre de 6 à 10 cm (Figure II. 9) et au final, le maillage est composé de plus de 37000 mailles.



*Figure II. 9 : Schéma explicatif du maillage des rues et d'un carrefour*

L'étape suivante consiste à séparer les zones de rue de celles de bâtiment qui sont considérées imperméables. Pour cela, les arrêtes des mailles correspondant aux bords des îlots ou bâtiments (en gras Figure II. 9) sont rendues imperméables par un traitement numérique adapté.

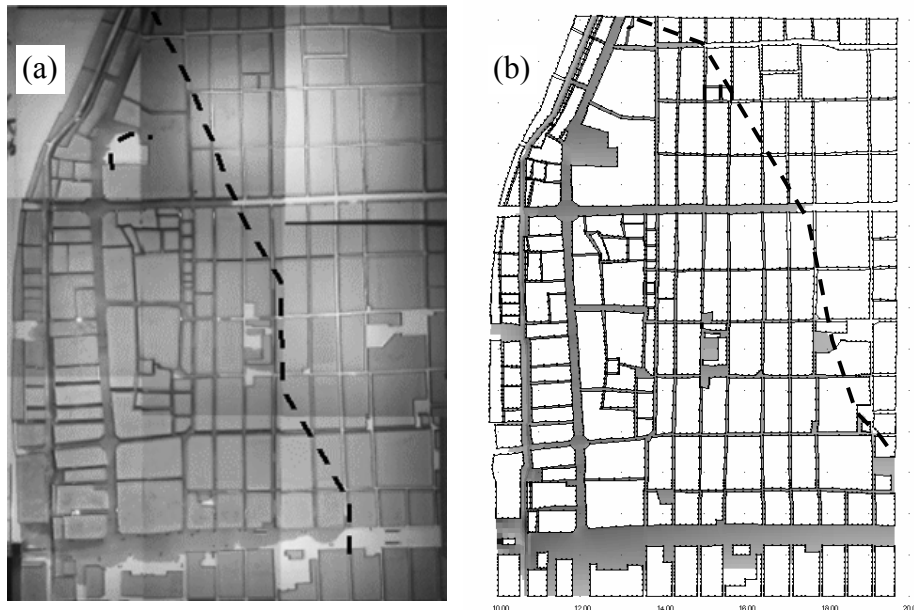
Le modèle est initialement vide (mailles sèches) et la condition limite amont du calcul (l'hydrogramme d'entrée de débordement au Nord-Est du domaine) est imposé. Cet hydrogramme consiste en une montée lente du débit sur 200 secondes entre 0 et 1 litre par seconde. Ensuite le débit d'entrée est maintenu constant à 1l/s sur une durée suffisante pour qu'un régime permanent s'installe sur le domaine. Au final, plus de 18800 mailles sont alors mises en eau dans les rues.

### **Comparaison des résultats expérimentaux et numériques**

Le début de l'hydrogramme consiste en une montée progressive de la valeur du débit et donc la surface de la zone inondée augmente petit à petit. La Figure II. 10 présente l'état de la zone



inondée au bout de 180 secondes d'expérience, soit peu avant d'atteindre le régime permanent de l'hydrogramme amont, à la fois sur le modèle physique et selon les résultats du calcul 2D. Il apparaît que la zone inondée est surestimée par le calcul, cette surestimation de surface inondée par le modèle numérique a aussi été observée par (Ishigaki T. et al., 2004).



*Figure II. 10 : Zone inondée mesurée (a) et calculée par le code de calcul (b) au bout de 180 secondes d'expérience sur le domaine d'étude avec l'hydrogramme d'origine.*

Il s'est avéré que cette surestimation de l'étendue de la zone inondée ne dépend pas de la direction de la vitesse d'introduction de l'eau dans le domaine. Par contre, en modifiant la forme de montée de l'hydrogramme entre l'état initial et le régime permanent, notamment en considérant une augmentation plus régulière du débit entre  $t=0$  et  $t=180s$  sur un 2<sup>o</sup> hydrogramme (Figure II. 11), la Figure II. 12 montre que la zone inondée à  $t=180s$  est plus restreinte et donc en meilleur accord avec la surface inondée mesurée expérimentalement. Il semble donc que la mesure de l'hydrogramme sur le modèle physique soit trop approximative pour pouvoir étudier les qualités du code de calcul à représenter la dynamique de propagation du front d'inondation.

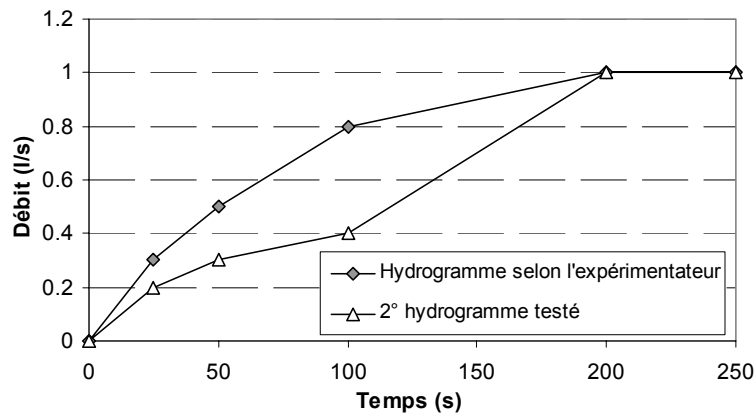


Figure II. 11 : Hydrogramme d'entrée de l'eau dans le modèle physique fourni par l'expérimentateur (M Ishigaki) et testé numériquement

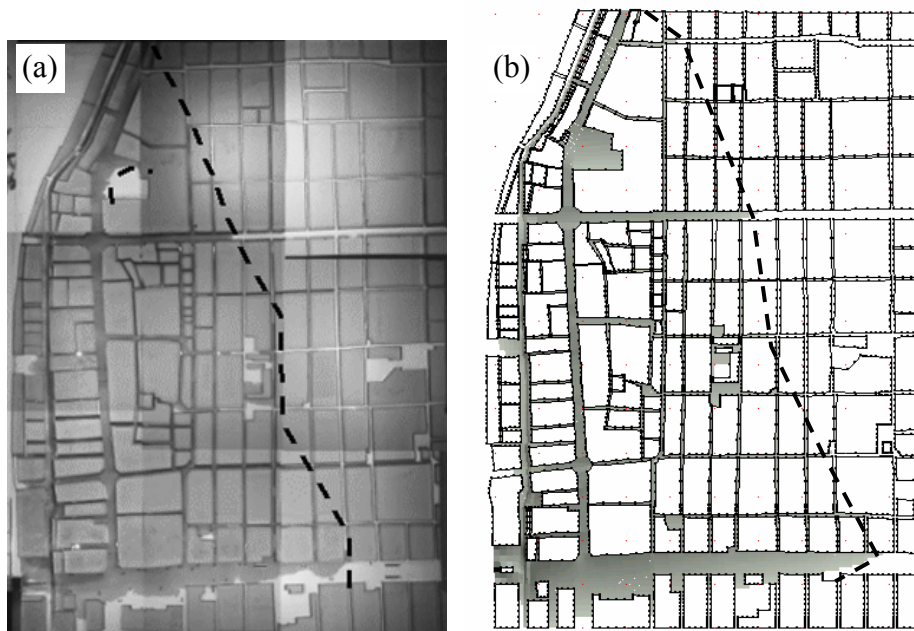


Figure II. 12 : Zone inondée mesurée (a) et calculée par le code de calcul (b) au bout de 180 secondes d'expérience avec le 2° hydrogramme testé

Par ailleurs, en régime permanent, il est possible de comparer les hauteurs d'eau mesurées et calculées au niveau des 8 capteurs à ultrasons ainsi que les débits mesurés à l'aval des rues de sortie. La Figure II. 13 montre que les hauteurs d'eau calculées lors du régime permanent sont estimées de manière satisfaisante numériquement sauf au niveau du capteur 8 (situé dans la rue 63). De plus, la Figure II. 14 présente les limnigrammes calculé et mesuré au capteur 6 montrant ainsi que la dynamique de montée de la crue entre  $t=0$  et  $t=180$  secondes est correctement appréhendée par le code de calcul. Enfin, la Figure II. 15 montre que les débits

calculés dans les rues aval sont aussi estimés de manière satisfaisante, sauf au niveau des rues 63 + 64 où le débit de sortie est sous-estimé et dans la rue 65 où il est surestimé. Une analyse plus fine des mesures et des résultats numériques ainsi qu'une comparaison plus précise des résultats est présentée dans (Mignot E. et al., 2005).

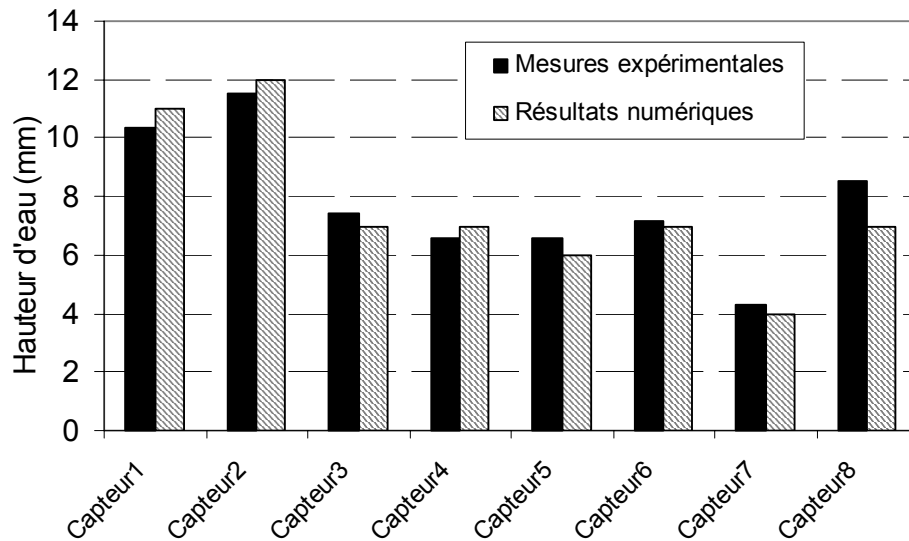


Figure II. 13 : Comparaison des hauteurs d'eau mesurées et calculées au niveau des 8 capteurs à ultrason lors du régime permanent.

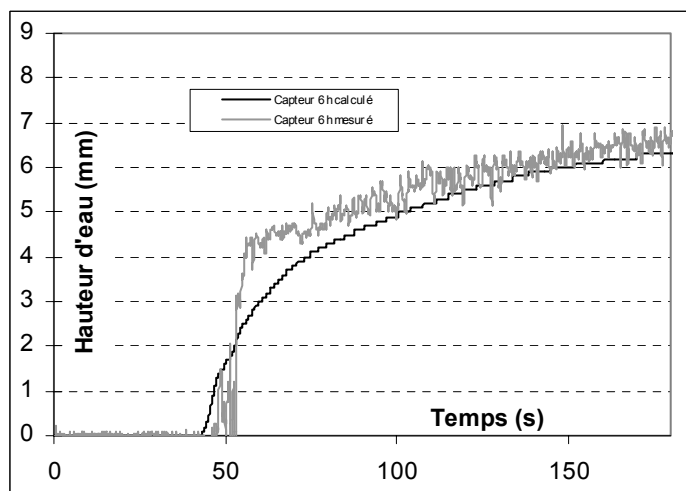


Figure II. 14 : Comparaison des limnogrammes calculé avec le code et mesuré expérimentalement au Capteur 6

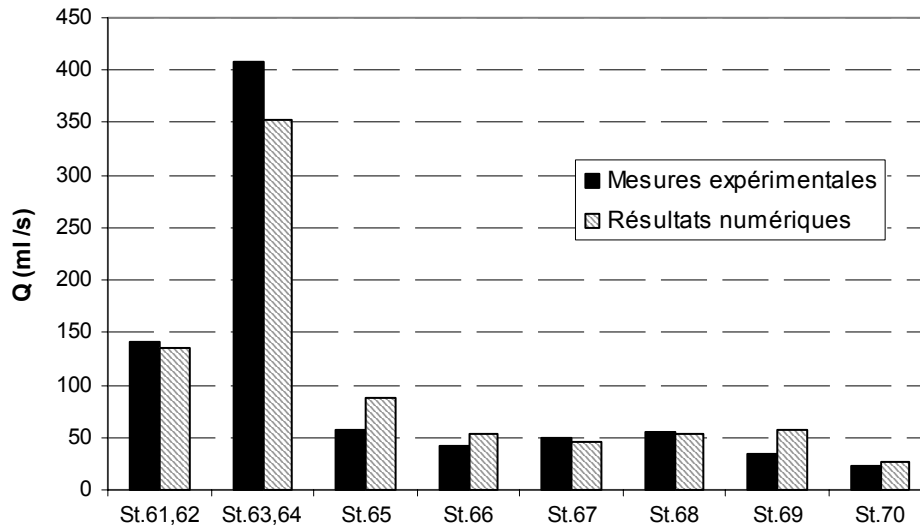


Figure II. 15 : Comparaison des débits  $Q$  mesurés et calculés dans les principales rues aval lors du régime permanent.

Ainsi, à part pour ce qui concerne une incertitude de répartition des débits dans les rues 63+64 et 65, le modèle semble adapté à la représentation d'une inondation en zone fortement urbanisée basée sur le réseau de rues local.

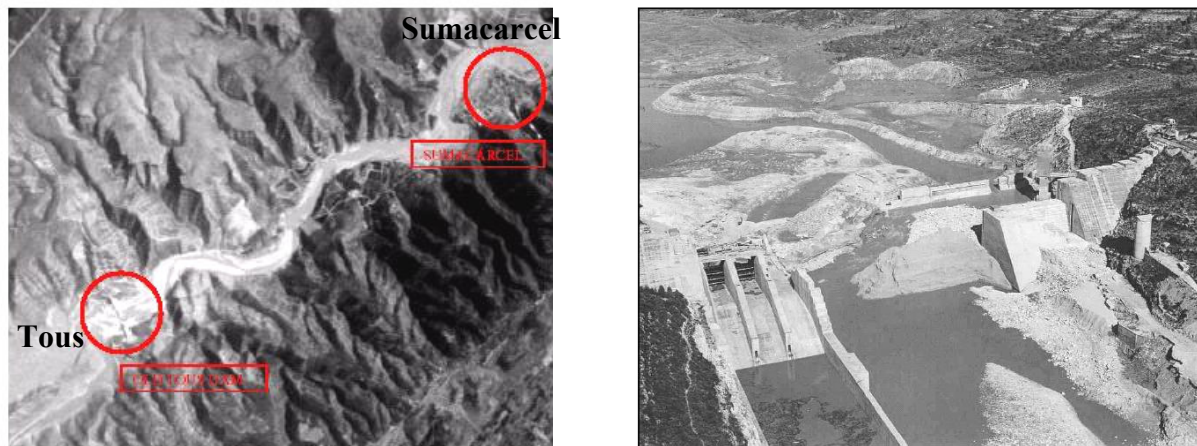
### III. Simulations d'inondations urbaines réelles

#### 1) Inondation de Sumacarcel (Espagne) le 20 octobre 1982

##### a. Présentation de l'événement

L'ensemble des éléments présentés dans ce paragraphe est tiré de (Alcrudo F. and Mulet J., 2004). Sumacarcel est une petite ville au sud de Valencia (Espagne), située au sein d'une vallée, à 5 km environ à l'aval du barrage nommé Tous (Figure II. 16). Le 20 octobre 1982, des pluies exceptionnelles se sont abattues sur le bassin versant du barrage, jusqu'à 500 mm d'eau est tombé en 24 h en certains points du bassin. Parmi les nombreuses inondations relevées, la plus dramatique fut la rupture du barrage Tous du fait du débordement du réservoir amont du barrage le 20 octobre à 19h00 (Figure II. 16). L'écoulement violent résultant a alors envahi la vallée et notamment atteint la ville de Sumacarcel (2000 habitants) située juste à l'aval. Cette ville, située sur la berge droite de la vallée est légèrement surélevée par rapport au fond de la rivière et se trouve au sein d'un méandre de la vallée. L'inondation

n'a pas atteint la ville de face, globalement l'écoulement s'est réfléchi sur la berge gauche légèrement à l'aval de la ville puis a envahi la ville de l'aval vers l'amont.



*Figure II. 16 : Vue aérienne de la vallée comprenant le barrage Tous et la ville de Sumacarcel (à gauche) et reste du barrage suite à sa rupture (à droite).*

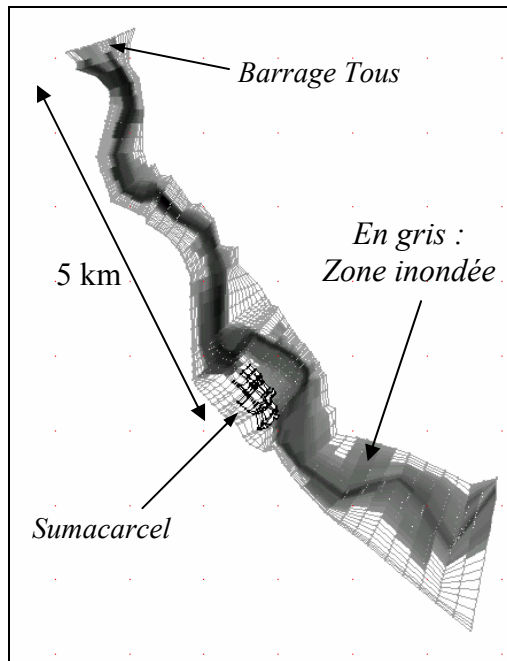
Suite à l'événement, une reconstitution de la rupture du barrage a été réalisée sur modèle physique et l'hydrogramme correspondant a été calculé. Par ailleurs, 21 laisses de crue ont été relevées au sein de la ville de Sumacarcel, correspondant aux hauteurs d'eau maximales locales atteintes par l'inondation. Enfin, une description fine du Modèle Numérique de Terrain de la vallée relevée quelques jours après l'événement, donc prenant en compte le fort dépôt sédimentaire ayant eu lieu durant l'inondation est disponible ainsi qu'une carte précise des îlots et des rues de la zone urbaine.

*b. Simulation de l'événement avec le code 2D*

Une description précise de la simulation de l'événement est détaillé dans (Mignot E. and Paquier A., 2004). Etant donnée la taille importante du domaine du barrage jusqu'à la ville et la précision requise pour représenter finement les écoulements dans la zone urbaine, il a été décidé de simuler l'événement d'inondation en deux étapes.

Dans un premier temps, seule une représentation grossière de la ville est considérée et l'ensemble de la vallée est modélisé (Figure II. 17). La condition limite amont est l'hydrogramme de rupture du barrage et il est vérifié que le choix de la condition limite aval n'influe pas sur l'écoulement au sein de la ville. L'événement est ainsi simulé avec le code de

calcul *Rubar20* et l'évolution de l'inondation aux sections juste à l'amont et juste à l'aval de la ville est enregistrée.



*Figure II. 17 : Calcul de l'inondation sur l'ensemble du domaine*

Dans un deuxième temps, la zone située à proximité de la ville (nommée "domaine restreint" sur la Figure II. 18) est maillée à l'aide d'un maillage fin et chaque bâtiment ou îlot est dans ce cas représenté fidèlement. Chaque section de rue comprend de 3 à 4 mailles en fonction de la largeur de la rue (comprise entre 5 m et 10 m) et une longueur moyenne des mailles de 10 m est choisie dans le sens longitudinal. Les bâtiments sont, comme pour le cas de Kyoto, représentés en imposant une condition de débit nul à travers les arrêtes de maille correspondant aux façades. L'hydrogramme calculé juste à l'amont de la ville dans le premier calcul est alors imposé en condition limite amont du domaine restreint et l'inondation de la ville est ainsi *re-calculée*.

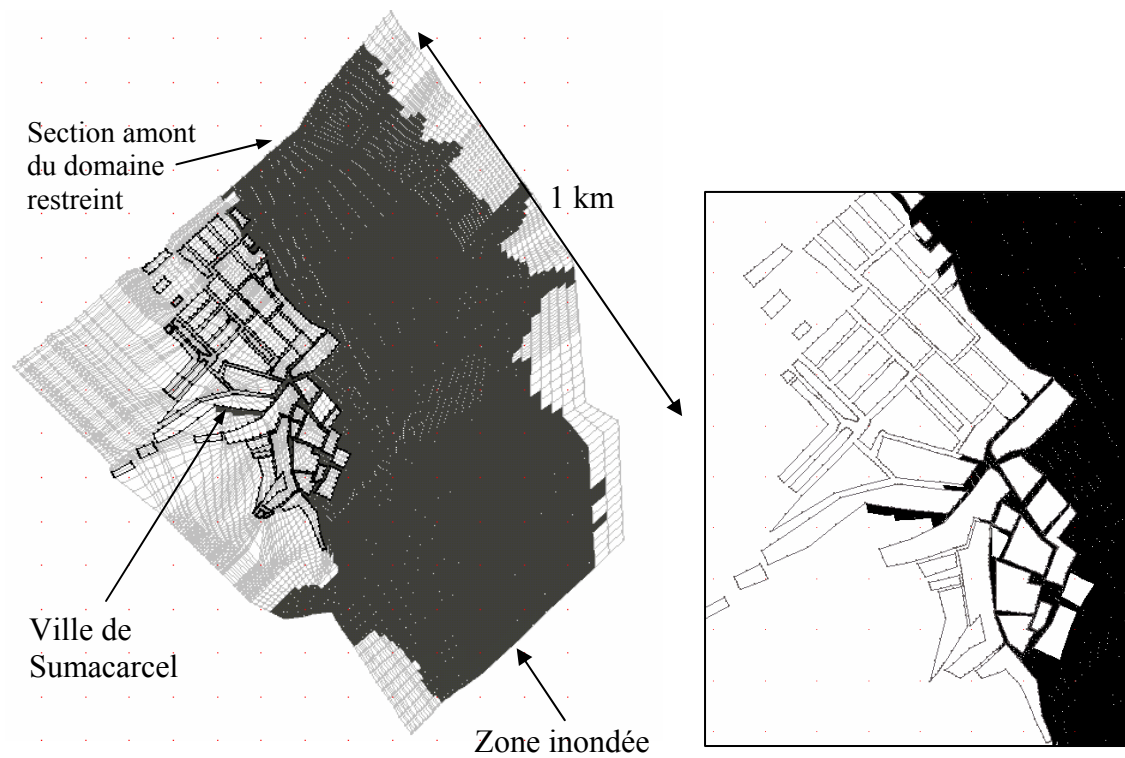


Figure II. 18 : Zone inondée calculée (en noir) sur le domaine restreint (gauche) et zoom autour de la ville (droite).

La comparaison entre les niveaux d'eau maximum calculés dans la zone urbaine et les niveaux des laisses de crue sur la Figure II. 19 montre la bonne adéquation qui existe entre l'événement calculé et l'événement réel. Il apparaît cependant que le niveau d'eau calculé au niveau de la laisse de crue numéro 1, située en bordure du lit mineur, est fortement sous-estimé.

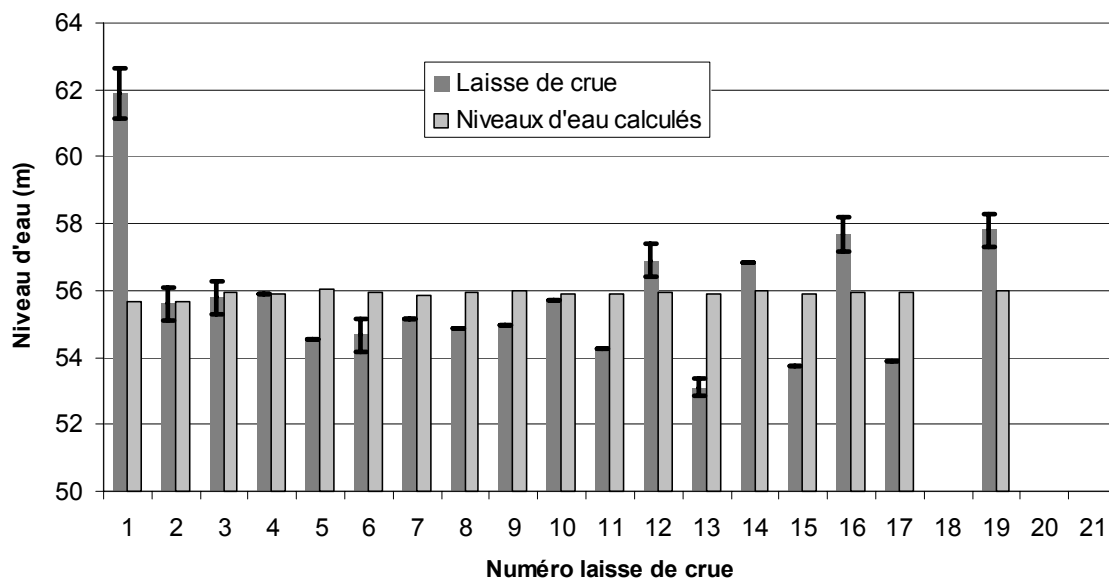


Figure II. 19 : Comparaison des niveaux d'eau maximum calculés et des niveaux des lasses de crue correspondantes (sur lesquelles est placée la barre d'erreur de la mesure)

En outre, il apparaît que, à chaque instant de l'événement, le niveau d'eau est pratiquement identique sur l'ensemble de la zone urbaine à l'exception du point 1 situé en bordure de lit mineur et du point 19 situé sur les hauteurs de la ville.

### c. Point délicat de la méthode numérique pour simuler l'événement

Les résultats de la simulation montrent que les écoulements ayant lieu au sein de la ville sont relativement lents et que l'inondation a lieu d'une façon analogue à un remplissage de la zone urbaine avec un niveau presque constant dans la ville à un instant donné. La qualité de la simulation de l'événement dépend donc principalement des capacités du modèle numérique à calculer précisément le niveau d'eau dans la vallée autour de la rivière.

## 2) Inondation de Bordeaux (France) le 31 mai 1982

### a. Présentation de l'événement

Le 31 mai 1982, un orage particulièrement violent s'est abattu sur la partie Nord de la ville de Bordeaux entre 20h et 22h30 où entre 20 et 85 millimètres d'eau sont tombés en près de 1h30 (Souleau M., 2000). L'épicentre de cette pluie s'est situé sur le bassin versant de la Grenouillère qui est un bassin de 467 hectares et de relief peu tourmenté. Suite à cette pluie,



des débordements du réseau ont eu lieu et ont donné naissance à une forte inondation au sein du bassin.

*b. Simulation de l'événement avec le code 2D*

La première hypothèse émise est que l'ensemble de la pluie qui est tombé sur le bassin a rejoint directement le réseau d'assainissement. Le code de calcul *Papyrus* a alors été utilisé par (Bacca F., 1998) afin de simuler les écoulements ayant lieu dans les réseaux d'assainissement et de calculer les hydrogrammes débordant. Les résultats de ce calcul prédisent 5 lieux de débordement au niveau des avaloirs sur le bassin. Les 5 hydrogrammes de débordement sont alors utilisés afin de simuler le devenir de ces volumes d'eau débordant sur la surface de la ville.

En surface, une zone restreinte du bassin versant de la Grenouillère est modélisée, il s'agit d'un quadrillage de 5 rues par 5 rues au sein duquel se trouvent les 5 lieux de débordement du réseau (Figure II. 20). Le domaine est maillé de façon analogue au cas de Kyoto présenté précédemment en se basant sur les profils des rues. Les conditions limites amont du calcul sont alors les 5 hydrogrammes de débordement de réseau prédits par le code de calcul *Papyrus* et en conditions de sortie, il a été considéré que les zones urbaines adjacentes au bassin de la Grenouillère ne sont pas fortement inondées et permettent une évacuation libre des eaux. Le calcul de l'inondation est donc lancé à l'aide du code de calcul 2D *Rubar20*. La Figure II. 20 présente la zone inondée prédite par les résultats de la simulation. De plus, la Figure II. 21 présente le limnigramme calculé en *L1* ainsi que la hauteur de la laisse de crue correspondante.

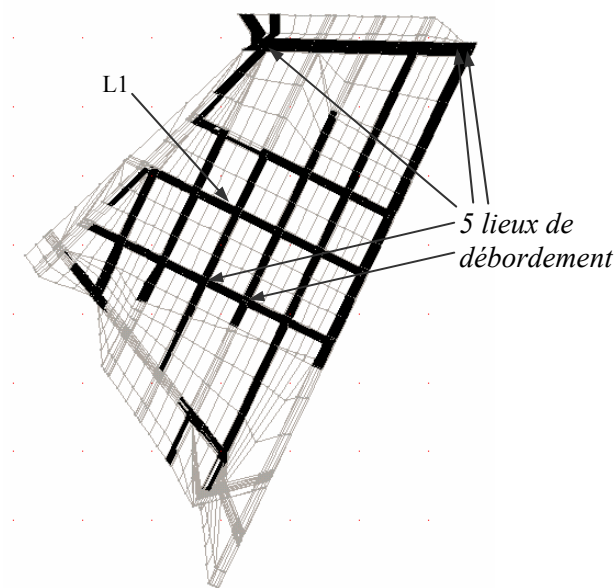


Figure II. 20 : Zone inondée dans le quartier de la grenouillère suite à la simulation de l'événement d'inondation de surface

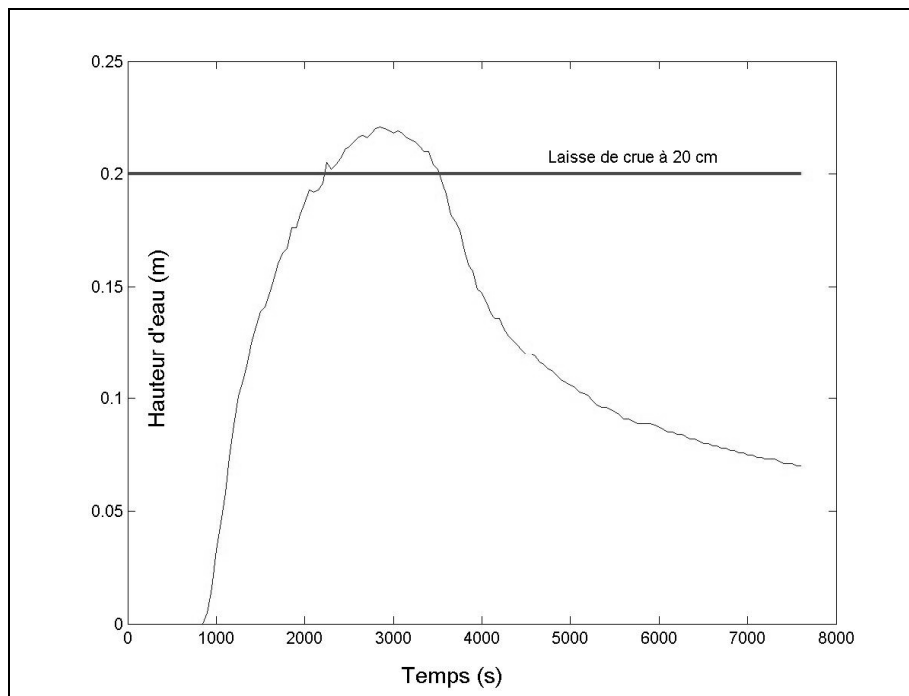


Figure II. 21 : Limnigramme calculé par le code Rubar20 confronté à la laisse de crue mesurée au point L1.

c. Limites de la méthode numérique présentée pour simuler l'événement

La méthode utilisée pour simuler l'inondation de Bordeaux en mai 1982 consiste tout d'abord à calculer les écoulements dans les réseaux et déterminer les hydrogrammes de débordement et ensuite à calculer l'inondation de surface résultant de ces débordements. Cette méthode présente de lourds inconvénients développés ci-dessous. Tout d'abord, l'hydrogramme de débordement calculé par le code de calcul simulant les écoulements dans le réseau (*Papyrus* dans ce cas) est estimé en soustrayant simplement la capacité du réseau au débit circulant dans le réseau. Ainsi, le débordement de réseau est considéré libre et aucunement influencé par les écoulements de surface. Or si la hauteur d'eau dans la rue au dessus de l'avaloir débordant est non négligeable, les écoulements en surface tendent à limiter cette capacité de débordement. De plus, l'utilisation des deux codes de calcul (*Papyrus* et *Rubar20*) de façon découplée ne permet pas aux écoulements ayant débordé et inondant les rues de retourner dans le réseau par infiltration dans les avaloirs non saturés. Cette méthode découplée tend donc à surestimer les volumes présents à la surface de la ville.

### **3) Inondation de Oullins (France) le 3 décembre 2003**

#### *a. Présentation de l'événement*

Oullins est une ville située dans la banlieue lyonnaise à l'aval d'un bassin versant semi urbain subissant des inondations récurrentes provenant soit du débordement de la rivière Yzeron qui traverse la ville, soit du débordement de son réseau d'assainissement (Renouf E., 2004). Entre fin novembre et début décembre 2003, plusieurs journées de pluie se sont succédées et le 2 décembre, la rivière a débordé et les rues ont alors été inondées dans la zone basse de la ville. Par ailleurs, à cet instant, le réseau d'assainissement était saturé. Les deux phénomènes principaux suivants semblent avoir eu lieu : les volumes d'eau débordant de la rivière vers la surface puis rejoignant le réseau ont saturé les capacités d'évacuation du réseau d'assainissement qui s'est alors montré incapable de drainer l'eau de surface. Et simultanément, le niveau dans la rivière a bloqué l'évacuation des eaux du réseau au niveau des déversoirs d'orage. Les interactions entre les écoulements dans la rivière, dans le réseau d'assainissement et en surface lors de l'événement sont en réalité fort complexes et mal compris. Une modélisation numérique a donc été entreprise afin de mieux appréhender ces interactions.

#### *b. Simulation de l'événement avec le code 2D*

La simulation de l'événement (présentée de manière plus approfondie par (Renouf E. et al., 2005)) nécessite de calculer les écoulements ayant lieu à trois niveaux: sur la surface de la ville, dans la rivière et au sein du réseau. Le modèle le plus adapté consisterait à modéliser ces écoulements de manière totalement couplée pour permettre aux écoulements de passer d'un niveau à l'autre au cours de l'événement tel dans (Chen H.H. et al., 2004). Un tel couplage n'est cependant pas disponible actuellement et dans un premier temps deux calculs ont été mis en place indépendamment. Le premier calcul a pour objectif de modéliser les écoulements ayant lieu au sein du réseau à l'aide du logiciel *Canoe* (INSA Lyon, 1999) en imposant en condition limite amont la pluie tombant sur le bassin versant. Le deuxième calcul simule l'écoulement ayant lieu sur la surface de la zone urbaine et au sein de la rivière avec le code de calcul 2D *Rubar20*. Comme pour les cas présentés précédemment, les îlots sont considérés imperméables et les profils de rue sont pris en compte dans le maillage composé de 8 mailles par section de rues et de 4 à 5 mailles entre deux carrefours dans le sens longitudinal des rues.

La condition amont imposée dans la rivière à la section amont du domaine d'étude est un hydrogramme de crue et la condition limite aval du domaine est la cote du Rhône mesurée lors de l'événement. Le calcul de l'écoulement de surface sans prendre en compte la présence du réseau (Figure II. 22) montre bien le débordement de la rivière et l'inondation des rues adjacentes.

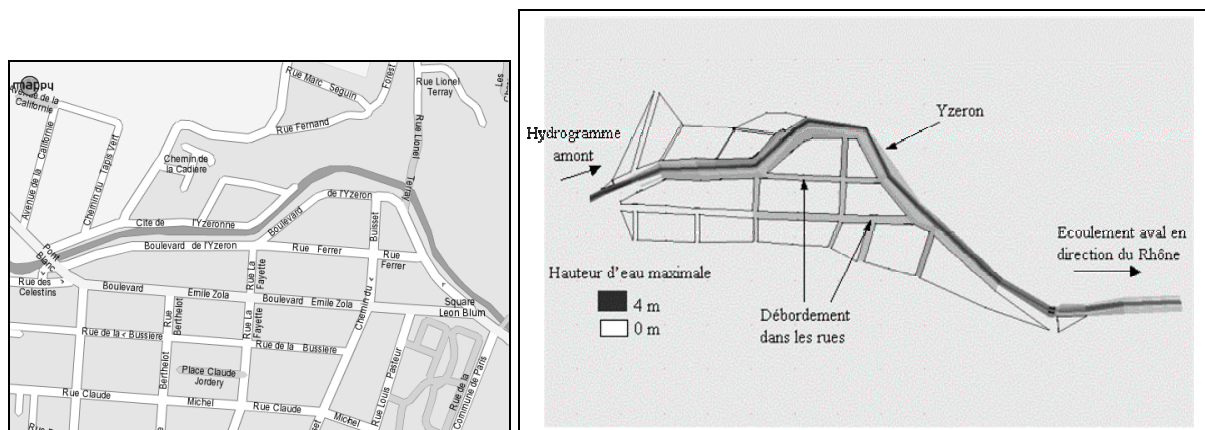


Figure II. 22 : Zone inondée calculée par le modèle de surface seul

### c. Limites de la méthode présentée pour simuler l'événement

Les amorces de couplage réalisées à ce jour sont minimales et ont simplement consisté, pour les conditions limites aval du calcul dans le réseau d'assainissement à imposer la cote d'eau calculée par le modèle de surface au niveau des déversoirs d'orages afin de limiter la capacité d'évacuation des eaux du réseau. En conséquence, le débordement du réseau prédit est important (le volume débordant est de  $40\,000\text{ m}^3$ ) alors que seules des mises en charge du réseau avaient lieu en laissant les déversoirs aval libres.

En réalité, les échanges de volume entre le réseau et la surface à travers les avaloirs et les regards (débordement de réseau et introduction d'eau de la surface vers le réseau) ainsi que les interactions entre le réseau et la rivière à travers les liens munis de clapets anti-retour sont beaucoup plus compliqués et le sens de l'écoulement dans ces zones d'échange peut évoluer durant l'inondation. Un couplage dynamique permettant des échanges d'eau dans tous les sens entre les trois niveaux et recalculés fréquemment au cours de l'événement semble donc nécessaire afin d'améliorer la qualité de simulation de l'événement

#### **4) Inondation de Nîmes (France) le 3 octobre 1988**

La présentation de la crue du 3 octobre 1988 à Nîmes et la méthode numérique mise en place pour simuler cet événement font l'objet du Chapitre VI de ce mémoire. Pour cet événement, les apports d'eau proviennent de l'amont du bassin et sont calculés par des méthodes hydrologiques classiques. Le réseau d'assainissement est considéré saturé durant l'événement étudié et les bâtiments sont supposés imperméables. Certains écoulements qui ont lieu au sein des rues sont en régime torrentiel et des formes complexes d'écoulements apparaissent notamment aux carrefours. Les principales limitations du code pour simuler cet événement semblent donc provenir de ses capacités à calculer les écoulements rapides au sein du réseau de rues.

### **IV. Conclusion**

A la lumière des travaux décrits dans ce chapitre et des études disponibles dans la littérature et décrits au Chapitre I et en Annexe du Chapitre I, nous allons désormais pouvoir classifier les types d'inondations urbaines. En se focalisant sur un type d'événement, nous allons synthétiser les capacités et limites de la méthode numérique choisie pour simuler ce type d'événement et enfin définir la problématique de ce mémoire de thèse.

#### **1) Classification des événements d'inondation**

Nous avons vu au Chapitre I que les événements d'inondation urbaine peuvent être très différents les uns des autres, en fonction notamment du degré d'urbanisation du domaine d'étude et de la violence de l'événement pluvieux.

Il est apparu que trois grands types d'événements peuvent être identifiés : (1) les événements où la majorité de l'écoulement a lieu au sein du réseau d'assainissement et où les débordements en surface sont limités ; (2) les événements où le débit ruisselant à la surface de la zone urbaine est largement supérieur à celui circulant dans le réseau ; (3) les événements intermédiaires où ni l'écoulement dans le réseau ni celui ayant lieu en surface ne peut être négligé. Dans le cas général, le type d'inondation qui a lieu est fortement lié à la violence de l'événement pluvieux ; plus les intensités de pluie sont fortes et plus la part du débit traversant la ville pouvant transiter dans le réseau est faible. Dans le cas de la présente thèse les événements étudiés sont violents et correspondent donc aux cas (2) et (3) cités ci-dessus.

Les hypothèses permettant de simplifier la représentation du domaine d'étude diffèrent en fonction de la densité urbaine présente sur le lieu d'inondation. En effet, il semble accepté qu'en zone fortement urbanisée, tel en centre ville, la majorité des îlots peut être considérée

imperméable et seules certaines zones ouvertes particulières doivent être prises en compte. Ainsi, seules les rues, les places, les parcs doivent être considérés inondables et donc apparaître au sein du maillage. Par contre, en zone faiblement urbaine ou semi-urbaine, du fait de la présence de jardins privatifs autour de la plupart des bâtiments, il semble que la représentation des rues uniquement tende à surestimer fortement les volumes d'eau présents dans les rues. Une possibilité dans ce cas serait alors de ne représenter comme zones imperméable que le bâti, d'affecter un coefficient de frottement élevé aux zones de jardin privatif et d'utiliser si besoin est des lois de seuil pour simuler les échanges de volume d'eau entre la rue et les parcelles privées à travers les haies, murets, barrières... Dans le cadre de la présente thèse, il a été choisi de ne s'intéresser qu'aux inondations ayant lieu en zone fortement urbanisée où le domaine d'étude est simplifié en un réseau de rues.

Enfin, le troisième critère de cette classification concerne l'origine de l'eau causant l'inondation. Le Chapitre I présente une liste de ces origines possibles. Il s'agit (1) de la pluie tombant directement sur le domaine d'étude et ne pouvant s'introduire totalement dans le réseau du fait de la limitation de capacité des avaloirs ou entraînant le débordement du réseau par dépassement local de sa capacité d'écoulement ; (2) des écoulements accédant au domaine d'étude depuis les zones amont, soit en surface à travers les rues d'entrée par ruissellement des eaux de pluie sur l'amont du bassin versant, soit à travers le réseau d'assainissement qui peut alors déborder dans la zone urbaine étudié, soit enfin en provenance des zones maritimes suite à une forte vague, un ras de marée... (3) d'un débordement de la rivière traversant la ville. Bien entendu, la combinaison de plusieurs de ces causes d'inondation peut aussi intervenir.

## **2) Synthèse des capacités et limites de la méthode numérique destinée à la simulation de ces événements**

A vu des travaux décrits dans ce Chapitre, il apparaît que le modèle numérique bidimensionnel *Rubar20* est apte à simuler la plupart des structures d'écoulement apparaissant pour des écoulements rapides : les zones de recirculation, les zones d'accélération, les ressauts, les sillages... De plus, le code est capable de représenter les écoulements au sein de modèles physiques de villes plus ou moins simplifiées et peut prédire les hauteurs d'eau locales et la répartition des débits dans les différentes rues du domaine de façon satisfaisante.

Par ailleurs, la simulation d'événements d'inondation réels à l'aide du code 2D concernant des inondations violentes se produisant dans des zones fortement urbanisées et pour lesquelles

les écoulements ont lieu principalement en surface ou à la fois en surface et dans le réseau d'assainissement. Dans ces conditions particulières, les principales difficultés ou points délicats relevés lors des simulations sont les suivants :

(1) Le calcul des échanges de volume d'eau entre le réseau et la surface urbaine lorsque les deux niveaux d'écoulements doivent être représentés. La mise en place d'un tel calcul nécessite premièrement de réaliser un couplage dynamique de deux modèles simulant les écoulements sur les deux niveaux considérés afin de permettre des échanges dans les deux sens qui évoluent au fur et à mesure de l'événement. Des lois contrôlant le débordement du réseau vers la surface et l'introduction de l'eau de surface dans le réseau doivent alors être définies notamment lorsque le réseau déborde à un lieu d'échange (avaloir, regard) et que la hauteur d'eau en surface à proximité de ce lieu d'échange est non négligeable.

(2) Le calcul précis des apports d'eau. Pour ce qui est de la pluie sur la zone, la difficulté est principalement de répartir les volumes d'eau qui tombent sur les îlots entre les différentes rues adjacentes (en considérant que le réseau est totalement saturé et qu'aucune zone d'infiltration n'existe sur le domaine). Pour ce qui est du débordement de rivière, il semble que la qualité de la simulation de l'inondation globale puisse être très étroitement liée à la précision du calcul du niveau d'eau à tout instant au sein de la rivière. Enfin, pour ce qui concerne le ruissellement à l'amont du bassin versant, les incertitudes des modèles hydrologiques utilisés pour calculer les apports d'eau peuvent entraîner des erreurs non négligeables sur le calcul de l'inondation urbaine.

(3) Le calcul des écoulements violents au sein du réseau de rues. Si la modélisation de ces écoulements au sein des rues ne semble pas poser de difficultés particulières, le calcul des écoulements rapides (torrentiels) aux carrefours semble par contre plus délicat. En effet, plusieurs études ont montré que les codes 2D étaient capables de simuler les écoulements aux jonctions pour des écoulements en régime fluvial mais aucune étude concernant la représentation des écoulements torrentiels aux jonctions ne semble disponible. Or ces configurations sont fréquentes dès lors que les pentes des rues et les débits mis en jeu sont importants.

### **3) Définition de la problématique**

Il a été choisi dans le cadre de cette thèse d'analyser le troisième point de la liste précédente. La problématique principale devient alors **la vérification de la capacité de simulation par le modèle 2D des écoulements apparaissant aux carrefours urbains en régime torrentiel.**

L'événement de référence de cette thèse est celui du 3 octobre 1988 à Nîmes, présenté au Chapitre VI. En effet, dans ce cas, d'une part une partie des écoulements calculés au pic de crue sont en régime torrentiel et d'autre part l'influence du réseau d'assainissement sur les écoulements de surface semble pouvoir être facilement négligée. Ainsi, la qualité de simulation de l'événement semble dépendre principalement de la capacité du code de calcul à modéliser les écoulements au sein des carrefours urbains et notamment de répartir correctement les débits dans les rues aval de chaque carrefour.

En outre, deux points supplémentaires concernant le comportement des écoulements en régime torrentiel dans les carrefours seront étudiés dans ce mémoire.

Etant donné que la majorité des laisses de crue de la crue du 3 octobre 1988 à Nîmes se trouvent au sein des carrefours au point d'intersection de deux façades de rues, il est important de **vérifier les capacités du code à calculer les hauteurs d'eau locales dans les coins des carrefours.**

Enfin, il sera intéressant de **mettre en oeuvre des modèles analytiques ou empiriques permettant de prédire rapidement et simplement la répartition des écoulements dans les rues aval d'un carrefour.** En effet, de tels modèles pourraient alors être couplés à un code de calcul résolvant les équations de Saint Venant 1D, entraînant une réduction du temps de calcul par rapport à un modèle 2D ; le code 1D aurait pour objectif de modéliser les écoulements dans les rues et les modèles analytiques de calculer la distribution des débits amont dans les rues aval des carrefours. La mise en place de tels modèles analytiques nécessite cependant une bonne connaissance des formes d'écoulement qui sont susceptibles d'apparaître dans les carrefours lorsque les écoulements amont sont en régime torrentiel.

#### **4) Méthodologie utilisée**

Afin de traiter ces trois points principaux, la méthodologie mise en place dans le cadre de cette thèse est la suivante.

Dans un premier temps (Chapitre III), une étude expérimentale définit les différentes formes d'écoulement qui peuvent avoir lieu au sein des jonctions à quatre branches avec des écoulements amont en régime torrentiel. Une typologie de ces écoulements est alors proposée, en fonction des formes d'écoulement qui ont lieu. Pour chacun de ces types d'écoulement, un modèle analytique ou une relation empirique est développé afin de prédire les caractéristiques des structures d'écoulement et la répartition des débits dans les rues aval.



Dans un deuxième temps (Chapitre IV), le code de calcul Rubar20 est employé afin de modéliser les écoulements observés et mesurés expérimentalement. L'influence de plusieurs paramètres numériques sur la qualité de prédiction de ces écoulements sera alors testée.

Dans un troisième temps (Chapitre V) les écoulements apparaissant à un carrefour lors de l'inondation du 3 octobre 1988 à Nîmes sont comparés à la typologie des écoulements observés expérimentalement. De plus, les modèles analytiques développés au Chapitre III sont appliqués et la répartition des débits aval prédite est comparée avec les résultats du code 2D.

Pour finir (Chapitre VI), l'inondation du 3 octobre 1988 dans un quartier de Nîmes particulièrement touché est simulée avec le code Rubar20 et les écarts des résultats de la simulation avec les laisses de crue sont analysés. Une étude de sensibilité des résultats à plusieurs paramètres numériques, topographiques, hydrologiques... permet alors de vérifier l'influence exacte de ces paramètres sur la qualité de représentation de l'événement.

## Chapitre III : Etude expérimentale des écoulements en jonction de canaux en régime torrentiel

### Introduction

Nous avons montré au Chapitre II que les écoulements dans les carrefours urbains peuvent être un aspect délicat de modélisation lors de la simulation d'une inondation violente dans une zone fortement urbanisée notamment lorsque de fortes pentes sont présentes dans la ville. Nous avons de plus montré la nécessité d'étudier les écoulements susceptibles de se produire aux carrefours pour deux raisons majeures. Tout d'abord afin d'obtenir une base de données expérimentales de mesures de répartition de débits, de caractéristiques des structures et de champs de hauteurs d'eau qui pourront ensuite être comparées aux résultats des calculs utilisant le modèle bidimensionnel afin de vérifier les capacités du code de calcul utilisé pour simuler les écoulements ayant lieu au sein des carrefours. En outre, les données expérimentales doivent permettre de mettre en place des modèles analytiques et/ou empiriques de prédiction de répartition des écoulements dans les carrefours.

Au sein d'une ville, chaque carrefour urbain est bien entendu unique au vu du nombre de paramètres qui influent sur sa géométrie. Il est en effet caractérisé à la fois par le nombre de rues qui s'y rejoignent, les largeurs, pentes et formes de profils de ces rues ainsi bien entendu que la topographie de la jonction elle-même, c'est à dire le fait que la jonction soit carrée, ronde ou qu'un rond point soit présent en son centre... Cependant, une analyse des carrefours présents dans certaines zones urbaines inondées au Chapitre II permet de mettre en évidence que la majorité des carrefours urbains sont des jonctions de quatre rues de largeur de même ordre de grandeur se coupant à peu près perpendiculairement.

Les structures d'écoulement dans les jonctions de trois canaux en régime fluvial ont été mesurées et décrites de manière fine par différents auteurs dans la littérature, ces écoulements sont donc particulièrement bien connus. Plusieurs auteurs tels (Khan A. et al., 2000; Shettar A.S. and Murthy K. K., 1996) ont mis en évidence les capacités des codes bidimensionnels à simuler de tels écoulements. Ainsi, bien que les structures d'écoulements aux jonctions à quatre branches en régime fluvial soient relativement méconnues à ce jour, les capacités de représentation par un code bidimensionnel ne semblent pas à mettre en question.

Par contre, les structures des écoulements au sein des jonctions de canaux en régime torrentiel sont moins bien connues et surtout, à notre connaissance, les capacités de représentation de

tels écoulements par un code bidimensionnel n'ont pas été étudiées. De plus, un examen de la bibliographie de ces écoulements tend à montrer que les structures d'écoulements (ressauts, déviations d'écoulements...) qui ont lieu au sein de ces jonctions sortent du cadre des hypothèses des équations de Saint Venant 2D utilisées par notre code 2D. Enfin, le dernier point concerne le choix de la configuration des écoulements à étudier. (Rivière N. and Perkins R.J., 2004), s'étant attachés à l'étude des écoulements en configuration d'un écoulement entrant et trois écoulements sortant de la jonction, nous avons pris la décision dans le cadre de cette thèse d'étudier la configuration de deux écoulements entrant et deux sortant de la jonction, cette configuration semble en effet majoritaire au sein des carrefours à quatre branches lors de la simulation de la crue du 3 octobre 1988 à Nîmes.

Il a donc été décidé d'étudier les écoulements qui apparaissent dans les jonctions de quatre canaux, deux entrant (canaux amonts) et deux sortant (aval) en régime torrentiel afin de vérifier si une typologie d'écoulement plus précise que celle initiée par (Nania L. S. et al., 2004) pouvait être identifiée. Par ailleurs, nous tentons de mettre en lumière les structures d'écoulement qui régissent la répartition des deux débits amonts vers les deux branches aval. Enfin, le troisième objectif du chapitre est de développer, pour chacun des types d'écoulement, des modèles analytiques capables de prédire la répartition des débits à la jonction à partir simplement des caractéristiques des écoulements amont.

## **I. Synthèse bibliographique**

Une synthèse des travaux concernant les écoulements dans les jonctions présents dans la littérature est proposée en Annexe III. Deux types d'écoulement bien distincts s'y distinguent : les écoulements en régime torrentiel (dont le nombre de Froude est supérieur à 1) et les écoulements en régime fluvial (nombre de Froude inférieur à 1).

Concernant les jonctions d'écoulement à trois branches en régime fluvial, certains auteurs tels (Neary et al., 1999) en difffluence ou division ou (Weber et al., 2001) en confluence ont mis en évidence la structure fine des écoulements qui ont lieu. Des formules permettant de prédire les caractéristiques de la zone de recirculation, de la zone de contraction ou de l'angle d'entrée de l'écoulement latéral en confluence sont fournies. Par ailleurs, des modèles analytiques permettant de prédire les caractéristiques des écoulements assimilés à des écoulements monodimensionnels ont été mis en œuvre. Dans le cas d'une confluence, ces modèles relient sous forme d'une relation simple le rapport de débits et le rapport de hauteur d'eau au sein du canal principal entre l'amont et l'aval de la jonction. Dans le cas d'une séparation, les

modèles permettent de prédire la distribution des débits dans les deux branches aval à partir des caractéristiques des écoulements amont et de la mesure de hauteur d'eau dans une des deux branches aval. Les deux types d'équations précédents ne sont donc pas prédictifs en l'état et nécessitent la connaissance de caractéristiques de l'écoulement à l'aval pour être résolus.

La deuxième partie de cette étude bibliographique concerne les travaux de description et de prédiction des écoulements qui ont lieu dans une jonction de trois canaux en régime torrentiel. Il s'avère que seules les confluences ont été étudiées. (Hager W. H., 1989) décrit de manière fine la structure de ces écoulements et met en évidence la présence de différents types d'écoulements en fonction du détachement ou non des ressauts dans les branches amont de la jonction. Par ailleurs, (Gisonni C. and Hager W.H., 2002) mettent en place une typologie des écoulements observés dans une jonction de conduites fermées. (Greated C.A., 1968) développe un modèle basé sur la loi de conservation de la quantité de mouvement afin de prédire la localisation de l'intersection du plan de séparation des deux écoulements avec les paroi de la branche aval, en considérant une jonction à 3 branches où les deux écoulements sont en régime torrentiel en entrée de jonction. En outre, (Behlke C.E. and Pritchett H.D., 1966) mettent en place un modèle basé sur une hypothèse contestable afin de prédire les lieux d'intersection des ressauts avec les parois des canaux avec de même des écoulements amont en régime torrentiel. Certains de ces modèles se basent sur les travaux d'(Ippen A.T., 1951) pour relier les caractéristiques des structures d'écoulement de la jonction. Ainsi, il apparaît qu'aucun modèle analytique n'a été développé pour décrire les écoulements à la jonction lorsque les écoulements amont ne sont pas en régime torrentiel à l'entrée de la jonction, du fait d'un détachement de ressaut dans les branches amont.

Concernant les jonctions à quatre branches, les seuls travaux qui ont pu être obtenus sont ceux de (Nania L. S. et al., 2004) et (Rivière N. and Perkins R.J., 2004). La première étude traite de la jonction de deux écoulements perpendiculaires et présente une typologie des écoulements observés ; de plus un modèle empirique de distribution des écoulements dans les branches aval est proposé. La deuxième étude traite de la séparation d'un écoulement torrentiel en trois écoulements aval au sein d'une jonction et met en place un modèle analytique de distribution des écoulements dans les branches aval basé sur une analogie avec une rupture de barrage.

## **II. Présentation de la campagne de mesures expérimentale**

### 1) Description de l'expérience



Figure III. 1 : Photo de l'installation expérimentale

L'installation expérimentale mise en place au LMFA à Lyon afin d'étudier les écoulements aux carrefours (Figure III. 1 et Figure III. 2) est similaire à celle utilisée par (Nania L. S. et al., 2004) avec des dimensions plus restreintes. Le modèle du LMFA est en effet composé de quatre canaux identiques de même largeur  $b=30$  cm et de longueur  $L=2$ m. Les canaux sont en verre, ce qui permet un accès optique par les côtés, le dessus et le fond des canaux. Chacun des canaux se termine par un réservoir qui peut servir soit d'alimentation en eau, soit de récupération des débits de sortie. Ces réservoirs sont montés sur des châssis inclinables qui permettent de faire varier la pente de chacun des canaux indépendamment entre  $-5\%$  et  $+5\%$ . Au centre du dispositif, les canaux se rejoignent en une jonction carrée horizontale de 30 cm de côté. Les jointures entre les canaux en pente et la jonction horizontale sont alors effectuées grâce à des lamelles de polystyrène et du mastic.

Une pompe puise l'eau dans le réservoir du laboratoire et fournit les deux tuyaux d'alimentation. Une vanne ainsi qu'un débitmètre électromagnétique (Promag 50 de la firme Endress Hauser ; de précision  $\pm 0.02$  l/s) sont situés sur chacun de ces tuyaux afin de pouvoir régler les deux débits d'entrée de manière indépendante. Les alimentations sont alors reliées au réservoir des deux canaux amont. Pour cela, les tuyaux remplissent les bacs réservoirs par le bas, ce qui fait monter les niveaux d'eau dans les réservoirs et les débits débordant sont dirigés vers les deux entrées du canal. Une grille en nid d'abeille est positionnée à l'entrée de chaque canal amont perpendiculairement à son axe afin de stabiliser l'écoulement. Enfin, une vanne guillotine est positionnée juste à l'aval de la grille de stabilisation afin de régler la hauteur d'eau amont requise. Les deux écoulements amont  $Q_{ex}$  et  $Q_{ey}$  s'écoulent alors dans les canaux amont, se rejoignent à la jonction et ressortent par les deux canaux aval  $Q_{sx}$  et  $Q_{sy}$  (Figure III. 3). A l'aval de chacun des deux canaux de sortie, l'eau est récoltée au sein d'un bac de réception qui se vide à travers un tuyau partant du bas de celui-ci. Deux débitmètres électromagnétiques identiques aux débitmètres d'entrée sont utilisés pour mesurer les débits

sortant des bacs de réception ; l'eau est ensuite renvoyée vers le réservoir général du laboratoire.

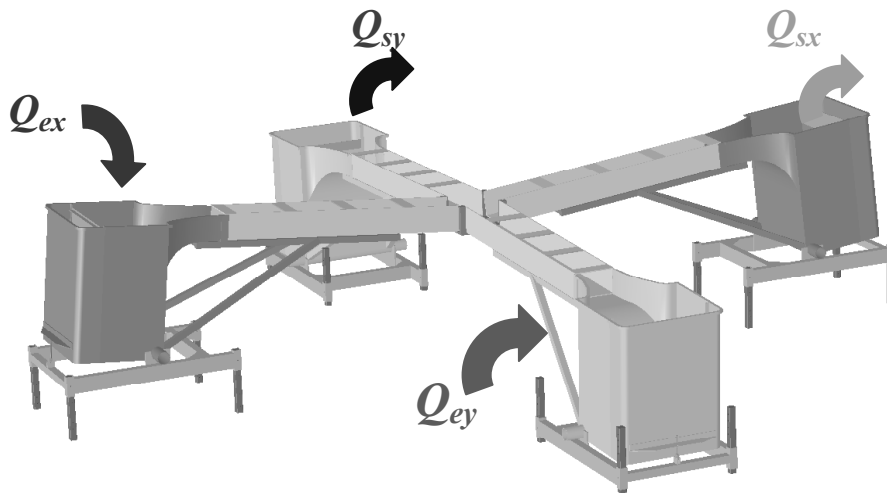
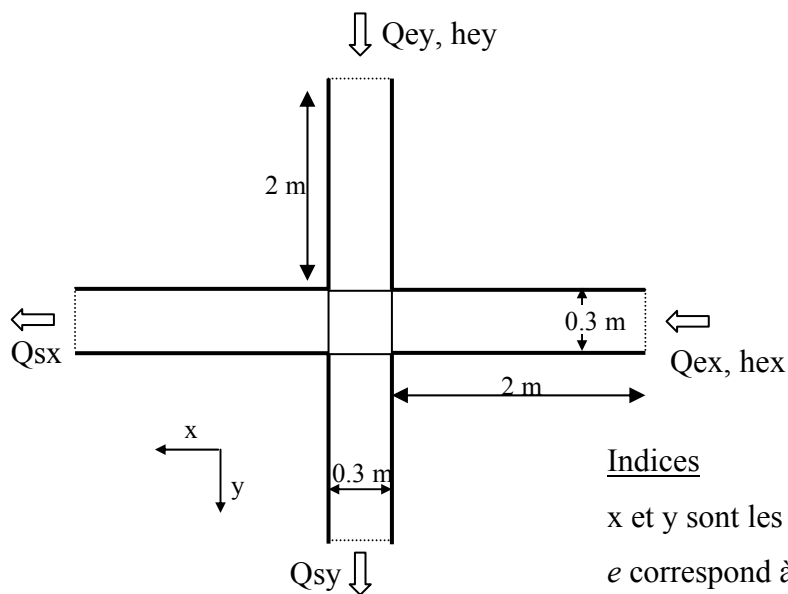


Figure III. 2 : Schéma du modèle physique



Indices

x et y sont les directions du plan

e correspond à une entrée,

s correspond à une sortie.

Q correspond à un débit

h correspond à une hauteur d'eau

S correspond à la pente du canal

Figure III. 3 : Schéma du modèle physique et principales notations des caractéristiques des écoulements

Il a été fixé pour l'étude expérimentale décrite ici que les pentes amont et aval sont identiques dans une même direction, soit  $S_{ex}=S_{sx}$ . Les deux valeurs de pentes sont alors  $S_x$  et  $S_y$ . Pour une configuration d'écoulement, les deux débits d'entrée sont fixés grâce aux vannes des tuyaux d'alimentation. La hauteur d'eau normale (correspondant au régime uniforme) de chacun des deux écoulements amont est alors calculée en utilisant la formule de Coolebrook-White (Equation 8 du Chapitre II). Les vannes guillotine à l'entrée des canaux amont sont alors réglées pour obtenir une hauteur amont égale à la hauteur normale de l'écoulement dès l'amont du canal. Une vérification de la hauteur d'eau est de plus effectuée en utilisant un limnimètre à affichage digital (précision  $\pm 0.15$  mm). Par ailleurs, pour l'établissement des cartographies de hauteur d'eau sur le domaine, une sonde résistive (Wave Monitor de Churchill Inst.) est utilisée pour mesurer en chaque point la hauteur d'eau. Le déplacement de cette sonde est assuré par un chariot roulant sur des rails le long des canaux et pouvant se déplacer perpendiculairement aux canaux. Des règles graduées accolées aux canaux permettent alors de déterminer la position précise de la sonde. La sonde est reliée au logiciel LABVIEW et pour chaque mesure, le positionnement de la sonde est noté manuellement. L'incertitude due à la mesure de hauteur incluant la formation d'un sillage, la présence éventuelle de bulles d'air et la perpendicularité des tiges est estimée à  $\pm 0.5$  mm. Par ailleurs, la distance entre les deux tiges de la sonde est d'environ 1cm et l'incertitude liée à sa position dans le plan est estimée à  $\pm 1$  mm.

En outre, les quatre débitmètres sont reliés à un ordinateur. L'acquisition de ces débits est effectuée en continu à une fréquence de 100 Hz et les valeurs de débit sont communiquées à un logiciel d'acquisition de mesures LABVIEW. La configuration d'écoulement est considérée stabilisée et le régime permanent atteint lorsque les deux conditions suivantes sont respectées :

- (1) Les quatre écoulements  $Q_{ex}$ ,  $Q_{ey}$ ,  $Q_{sx}$  et  $Q_{sy}$  sont stabilisés, c'est à dire que l'évolution de la valeur de chacun des quatre débits est faible durant une période de 30 secondes. Cela se traduit par la formule suivante appliquée à chacun des quatre débits :  $\frac{Q_{max}-Q_{min}}{Q_{moy}} < 1\%$  où  $Q_{max}$ ,  $Q_{min}$  et  $Q_{moy}$  sont respectivement les débits maximaux, minimal et moyen mesurés sur les 30 secondes d'acquisition.
- (2) La conservation de la masse au sein du dispositif est assurée. Cela se traduit par la formule  $(Q_{ex}+Q_{ey})-(Q_{sx}+Q_{sy}) < \varepsilon$  avec  $\varepsilon$  valant entre 0.05 et 0.1 l/s en fonction des configurations.

## 2) Description des mesures expérimentales

4 configurations de pente ont été étudiées et sont notées  $S_1$ ,  $S_2$ ,  $S_3$  et  $S_4$  avec :

$$S_1 : S_x=S_y=1\%, \quad S_2 : S_x=S_y=3\%, \quad S_3 : S_x=S_y=5\%, \quad S_4 : S_x=5\% \text{ \& } S_y=1\%.$$

Les débits imposés à l'amont des canaux d'entrée varient entre 0 et 11 litres par seconde (l/s). La combinaison des valeurs de pente et de débit utilisées fixe les hauteurs d'eau normales amont entre 0 et 3 cm. Cela permet de s'assurer que le rapport longueur sur largeur des canaux amont  $L/h = 50-100$  nécessaire à l'établissement d'un écoulement totalement développé (Ranga Raju K.G. et al., 2000) est respecté, au moins en l'absence de perturbation due aux écoulements dans le carrefour.

Les différentes mesures d'écoulement effectuées durant la campagne expérimentale pour chacune des configurations de pente sont décrites dans le Tableau III. 1 suivant :

Configurations de pente	Mesures de répartitions de débit	Angles de ressauts obliques	Localisation de ressauts droits
$S_1$ ( $S_x=S_y=1\%$ )	55 configurations		43 mesures
$S_2$ ( $S_x=S_y=3\%$ )	42 configurations		
$S_3$ ( $S_x=S_y=5\%$ )	113 configurations	63 mesures	37 mesures
$S_4$ ( $S_x=5\%$ _ $S_y=1\%$ )	59 configurations		42 mesures

Tableau III. 1 : Liste des mesures relevées durant la campagne de mesure expérimentale

Par ailleurs, 5 écoulements nommés *cas* dans la suite de ce mémoire ont été étudiés plus particulièrement, leur champ de hauteur d'eau en régime permanent a notamment été mesuré précisément (Pointereau P. and Garreau D., 2004). Les caractéristiques de ces écoulements sont présentées sur le Tableau III. 2.

Dénomination du cas	$Q_{ex}$ (l/s)	$h_{ex}$ (cm)	$Q_{ey}$ (l/s)	$h_{ey}$ (cm)	Pentes des canaux	Nombre de points de mesure sur le domaine	Nombre de points de mesure dans la jonction
$C_1$	3.5	1.10	3.55	1.11	$S_2$	619	274
$C_{21}$	5.16	1.15	3.49	0.92	$S_3$	580	260
$C_{22}$	5.0	1.15	2.0	0.66	$S_3$	484	227
$C_{23}$	5.11	1.15	1.01	0.44	$S_3$	471	260
$C_3$	5.02	1.15	3.99	1.00	$S_3$	467	253

Tableau III. 2: Caractéristiques des 5 cas dont le champ de hauteur d'eau a été relevé

### Description des méthodes de mesure des caractéristiques des écoulements :



Nous avons vu que mesure de distribution des débits consistait simplement à mesurer les débits des écoulements entrant dans les canaux amont et sortant des canaux aval une fois l'écoulement stabilisé grâce aux 4 débitmètres reliés au logiciel LABVIEW.

La mesure de l'angle de ressaut oblique est visuelle. En utilisant une règle graduée placée le long des sections de sortie de la jonction, la position de la crête du ressaut le long de cette section est mesurée. Un calcul géométrique simple permet ainsi d'obtenir simplement la valeur de l'angle. Par ailleurs, pour certaines configurations présentées dans un paragraphe suivant, l'angle du pied du ressaut est aussi mesuré de la même façon. Cette méthode est approximative et une erreur évaluée à  $\pm 2.5^\circ$  peut être retenue concernant cette mesure.

La mesure de localisation des ressauts droits dans les branches amont ne peut être effectuée que de manière grossière du fait de la forte largeur de ce ressaut et de sa forme légèrement courbée due aux effets de bord. Une règle graduée est positionnée le long d'une paroi de chaque canal amont et la distance entre le centre du ressaut droit et la section d'entrée de la jonction est mesurée.

### **III. Equivalence entre la déviation par une plaque et la déviation par un écoulement latéral**

A la jonction, les deux écoulements en régime torrentiel se rencontrent et tendent à se dévier mutuellement. (Behlke C.E. and Pritchett H.D., 1966) considèrent que l'effet d'un écoulement latéral sur l'écoulement principal est similaire à l'effet d'une déviation de cet écoulement par une paroi lorsque l'angle de la paroi par rapport à l'axe de l'écoulement est le même que l'angle de déviation de l'écoulement principal par l'écoulement latéral. L'écoulement principal est donc dévié d'un angle noté  $\theta$  par la suite et l'écoulement latéral est dévié d'un angle  $\theta'$  avec  $\theta' = \delta - \theta$  où  $\delta$  est l'angle de la jonction,  $90^\circ$  pour notre modèle physique. Nous avons donc  $\theta < \frac{\delta}{2}$  et  $\theta' > \frac{\delta}{2}$ . La déviation des écoulements torrentiels a été étudiée par (Ippen A.T., 1951) où l'auteur explique que lorsque la paroi d'un écoulement monodimensionnel semi-infini est soudainement déviée, un *ressaut oblique* est créé et sa direction forme un angle noté  $\beta$  avec l'axe de l'écoulement amont (Figure III. 4). De plus, l'auteur montre que  $\beta$  est toujours plus grand que  $\theta$  et introduit une relation entre ces deux variables (équation (6)). Par ailleurs, selon l'auteur, pour un écoulement amont donné, il existe un angle de déviation maximal noté  $\theta_{max}$  pour lequel un ressaut oblique peut se développer. Si la déviation est supérieure à cet angle, le ressaut hydraulique se détache vers l'amont et devient normal à

l'écoulement si l'environnement est restreint tel au sein de notre modèle physique. Enfin, si le nombre de Froude de l'écoulement amont augmente, l'angle de déviation maximal augmente de même.

Avant d'utiliser les relations d'(Ippen A.T., 1951) pour l'étude des structures d'écoulement au sein des écoulements étudiés, nous allons vérifier que cette relation s'applique bien aux conditions de notre modèle physique. Pour cela, le débit amont  $Q_{ex}$  de l'écoulement principal est fixé et une plaque fine est positionnée au sein de la jonction comme montré en Figure III. 4. L'extrémité amont de cette plaque correspond au coin amont de la jonction et l'autre extrémité se situe sur la section de sortie 'x' de la jonction. Une rotation de cette plaque permet de faire varier l'angle  $\theta$  entre l'axe de l'écoulement principal et la plaque. Comme prédit par (Ippen A.T., 1951), lors de la déviation de l'écoulement par la plaque, un ressaut oblique apparaît, une de ses extrémités correspondant avec le coin amont de la jonction et l'autre extrémité étant située sur une des sections de sortie de la jonction. La mesure de l'angle de ce ressaut oblique est effectuée par lecture sur une règle graduée de la position de l'intersection entre le ressaut et la section de sortie du carrefour correspondante :  $b.tan\beta$  (Figure III. 4) comme explicité précédemment. Cependant, le ressaut n'ayant pas une épaisseur nulle, deux valeurs extrêmes de l'angle du ressaut peuvent en réalité être mesurées :  $\beta_{crête}$  et  $\beta_{pied}$  correspondant aux angles de la crête et du pied du ressaut.

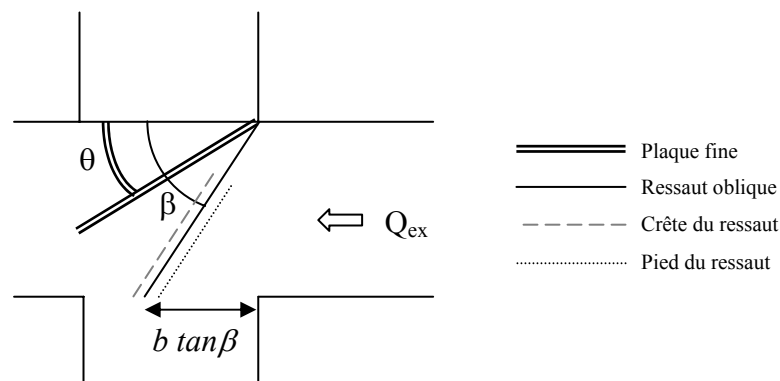


Figure III. 4 : Schéma présentant la méthode de mesure de l'angle du ressaut oblique

Par ailleurs, il est possible de calculer l'angle du ressaut théorique  $\beta_{théorique}$  obtenu avec la formule de (Ippen A.T., 1951) à partir du nombre de Froude de l'écoulement amont et de l'angle de déviation de la plaque  $\theta$ . Les angles de ressaut  $\beta_{crête}$ ,  $\beta_{pied}$  et  $\beta_{théorique}$  sont alors

comparés sur la Figure III. 5. Il apparaît que pour la plupart des angles de plaque considérés, l'angle prédit  $\beta_{théorique}$  se situe entre les deux angles mesurés  $\beta_{crête}$  et  $\beta_{pied}$ . En effet, la relation d'(Ippen A.T., 1951) tend à prédire la position du centre du ressaut oblique. Cette relation peut donc être appliquée aux configurations d'écoulement étudiées, même si la relation ne semble pas valide pour des très faibles déviations ; nous avons surtout vérifié que la méthode expérimentale de mesure des angles de ressauts est bien adaptée.

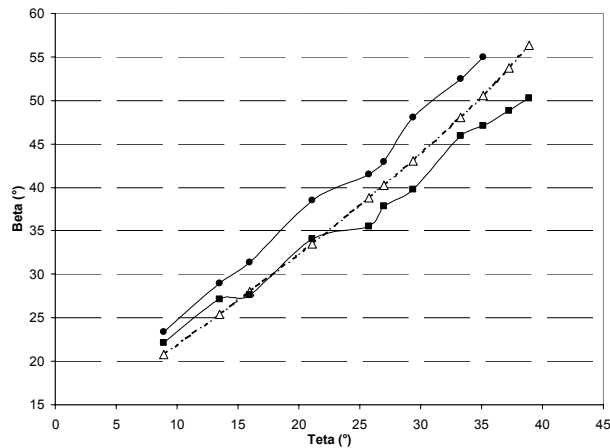


Figure III. 5 : Comparaison entre l'angle de ressaut oblique prédit par (Ippen A.T., 1951) et les angles de ressaut mesurés expérimentalement avec ( $\triangle$ )  $\beta_{théorique}$ , ( $\blacksquare$ )  $\beta_{crête}$  et ( $\bullet$ )  $\beta_{pied}$ .

## IV. Description des types d'écoulement

### 1) Description générale

Du fait des pentes et débits fixés expérimentalement, les écoulements uniformes sont en régime torrentiel et devraient le rester jusqu'aux extrémités aval des canaux si aucune singularité n'était introduite. Cependant, en atteignant la jonction, les deux écoulements se rencontrent et se dévient l'un l'autre soudainement par rapport à leur direction d'écoulement initiale créant ainsi deux ressauts hydrauliques qui peuvent être obliques et confinés dans la jonction où droit et détachés dans les branches amont. Des zones de recirculation apparaissent au sein de chacun des deux canaux aval. Par ailleurs, des ondes gravitationnelles apparaissent dans les branches aval et se réfléchissent sur les parois des canaux de sortie jusqu'à l'extrémité de ces canaux. Enfin, après une distance importante à l'aval de la jonction, les écoulements tendent à redevenir monodimensionnels. Plusieurs formes d'écoulement peuvent apparaître en fonction des pentes et des débits utilisés. Ces écoulements peuvent être séparés en 3 types déjà répertoriés par (Gisonni C. and Hager W.H., 2002) en jonctions de conduites

et dont 2 ont été observés par (Nania L. S. et al., 2004) en jonctions de canaux à surface libre. Ils sont nommés Type I, Type II et Type III sur la Figure III. 6.

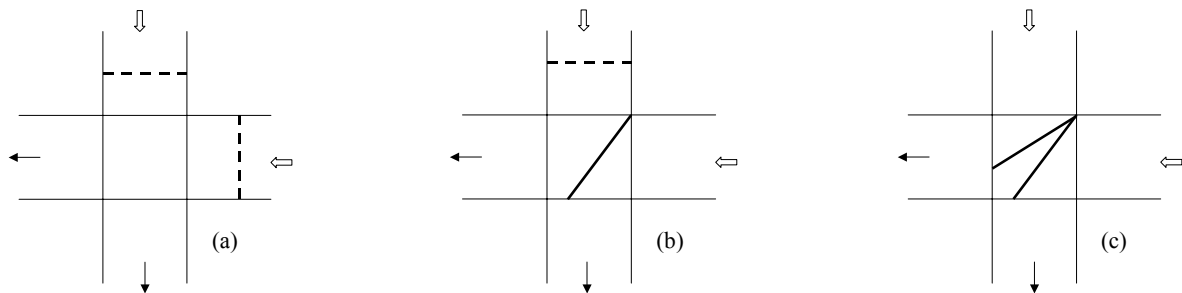


Figure III. 6 : Présentation des Type I (a), Type II (b) et Type III (c) avec (---) = ressaut droit et (\_\_\_) = ressaut oblique

Le **Type I** correspond à un écoulement avec un ressaut droit au sein de chaque branche amont (Figure III. 7). Les écoulements qui sont en régime torrentiel à l'entrée du dispositif passent alors en régime fluvial au sein des canaux d'entrée. L'écoulement au sein de la jonction est en régime fluvial mais les écoulements tendent à retrouver le régime torrentiel au sein des branches aval.

Le **Type II** correspond à un écoulement pour lequel un ressaut droit a lieu au sein de la branche aval minoritaire et un ressaut oblique a lieu au sein de la jonction (Figure III. 8). L'écoulement majoritaire atteint donc la jonction en régime torrentiel alors que l'écoulement minoritaire atteint la jonction en régime fluvial. A l'aval du ressaut oblique, l'écoulement majoritaire reste généralement en régime torrentiel mais peut devenir fluvial en fonction de la déviation et du nombre de Froude amont. Dans les branches aval, le régime des deux écoulements tend à redevenir torrentiel.

Enfin, le **Type III** est un type d'écoulement pour lequel deux ressauts obliques apparaissent dans la jonction. Les deux écoulements amont atteignent donc la jonction en régime torrentiel et deux ressauts obliques y apparaissent. Les écoulements à l'aval de ces ressauts restent généralement torrentiels.

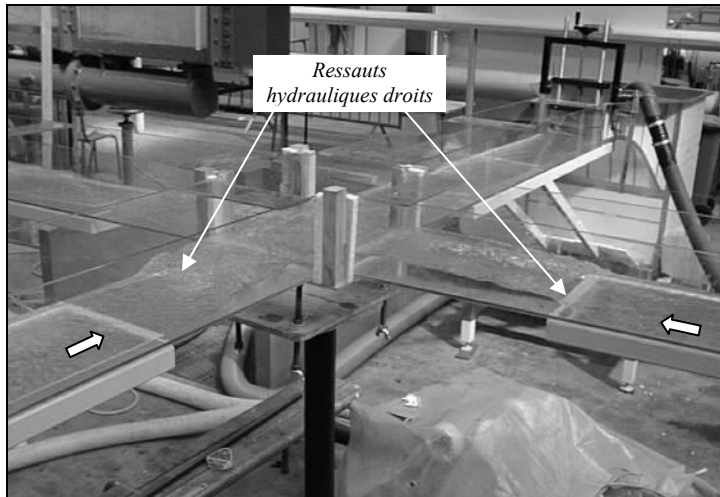


Figure III. 7 : Détail d'un écoulement en Type I

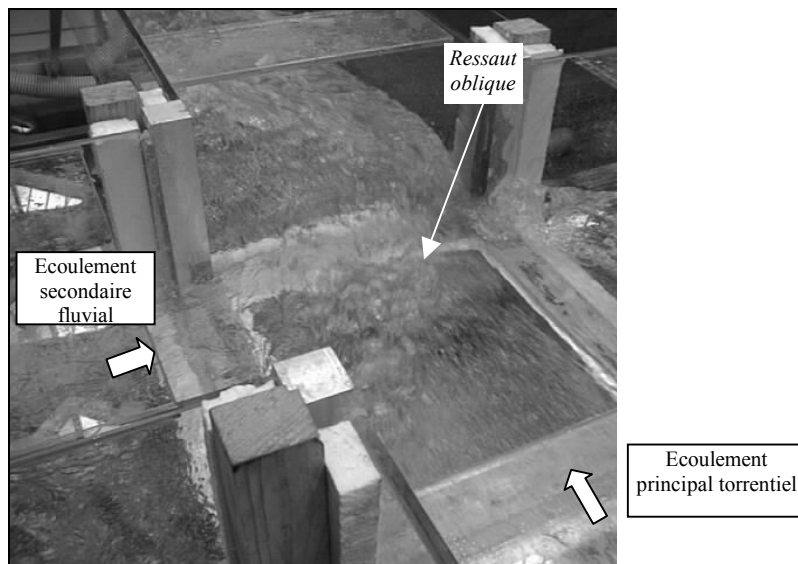


Figure III. 8 : Détail d'un écoulement en Type II.

## 2) Explication théorique de ces types d'écoulement

Tout d'abord il est important de noter que pour une configuration de pentes donnée, les nombres de Froude des écoulements amont sont peu influencés par les variations de débits (dans la gamme de débit utilisée). Par exemple, pour la configuration  $S_3$  ( $S_x=S_y=5\%$ ), pour un débit  $Q_A=1$  l/s, le nombre de Froude de l'écoulement uniforme vaut  $Fr_A=3.81$  et pour un débit  $Q_B=5$  l/s, le Froude  $Fr_B$  vaut 4.3. Selon les résultats d'(Ippen A.T., 1951), la déviation maximale n'évolue que peu de  $\theta_{maxA} = 39^\circ$  à  $\theta_{maxB} = 42^\circ$ .

L'explication théorique des types d'écoulement observés qui suit se base sur les caractéristiques des écoulements amont, c'est à dire les nombres de Froude et les impulsions

$$M \text{ des écoulements avec } M = \rho \frac{Q^2}{bh} + \frac{\rho g b h^2}{2}.$$

Deux situations asymptotiques sont considérées :

**Situation 1** : pour lequel les deux pentes  $S_x$  et  $S_y$  ainsi que les deux débits amont  $Q_{ex}$  et  $Q_{ey}$  sont proches. Alors les impulsions des écoulements sont du même ordre et les déviations des écoulements  $\theta$  et  $\theta'$  sont proches de  $45^\circ$ .

**Situation 2** : pour lequel les deux débits amonts et/ou les deux pentes sont très différents. Alors la déviation de l'écoulement principal  $\theta$  devient très faible et la déviation de l'écoulement minoritaire  $\theta'$  tend vers  $90^\circ$ .

a. Types d'écoulement ayant lieu lorsque les nombres de Froude des écoulements amont sont faibles à modérés

Pour une configuration de pentes relativement faibles, telle  $S_x = S_y = 1\%$ , les nombres de Froude des écoulements amont uniformes sont faibles (typiquement  $Fr \sim 2$ ) et la déviation maximale  $\theta_{max}$  est faible (autour de  $20^\circ$ ). Ainsi, pour la **Situation 1** (quasi-symétrique), les deux déviations sont supérieures aux déviations maximales :  $\theta > \theta_{max}$  et  $\theta' > \theta'_{max}$ . Ainsi, selon les travaux d'(Ippen A.T., 1951), aucun ressaut oblique ne peut avoir lieu dans la jonction, les deux ressauts sont détachés au sein des branches amont et le **Type I** a lieu (Figure III. 9a). A l'opposé, pour la **Situation 2** (asymétrique), la déviation de l'écoulement principal est plus faible et devient inférieure à la déviation maximale  $\theta < \theta_{max}$  alors que la déviation de l'écoulement secondaire reste supérieure à la déviation maximale correspondante  $\theta' > \theta'_{max}$ . Un ressaut droit apparaît donc au sein de la branche secondaire et un ressaut oblique a lieu dans la jonction, le **Type II** a donc lieu (Figure III. 9b).

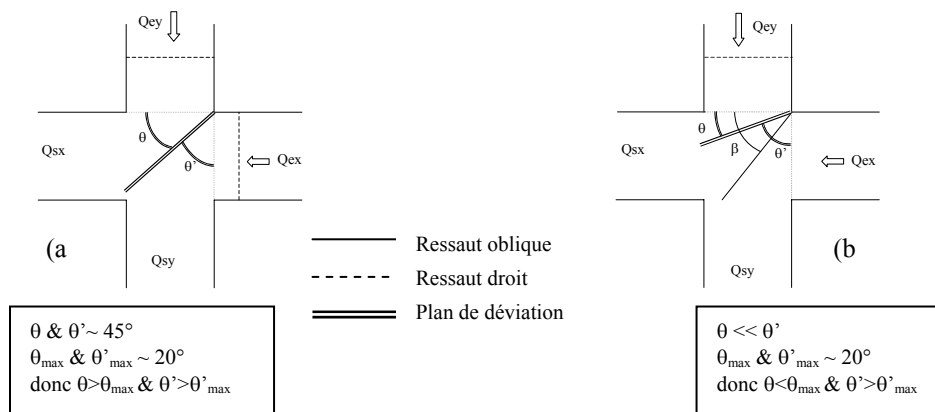


Figure III. 9 : Types d'écoulement pour des nombres de Froude faibles ( $Fr \sim 2$ ). (a) Type I et (b) Type II.

b. Types d'écoulement ayant lieu lorsque les nombres de Froude des écoulements amont sont forts

Si les écoulements amont ont un fort nombre de Froude, disons  $Fr \sim 7$ , l'angle de déviation maximale est fort ( $\theta_{max} > 50^\circ$ ). Ainsi pour la **Situation 1**, les deux déviations  $\theta$  et  $\theta'$  sont proches de  $45^\circ$  et sont donc inférieures aux déviations maximales :  $\theta < \theta_{max}$  et  $\theta' < \theta'_{max}$ . Deux ressauts obliques se développent alors au sein de la jonction formant le **Type III** (Figure III. 10). Cependant, pour la **Situation 2**, même si ces déviations maximales sont fortes, la déviation de l'écoulement minoritaire devient supérieure  $\theta' > \theta'_{max}$  et le **Type II** apparaît (Figure III. 9b). Dans ce cas, étant donné que les nombres de Froude des écoulements amont sont élevés, pour un angle de déviation donné, le ressaut droit dans la branche minoritaire est plus proche de la jonction et l'angle du ressaut oblique plus faible que lorsque les nombres de Froude amont sont faibles (paragraphe a.).

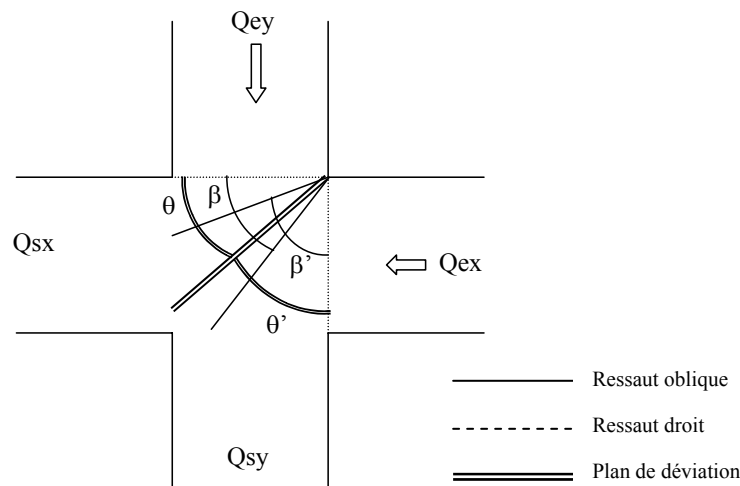


Figure III. 10 : Schéma du Type III.

Trois types d'écoulement peuvent donc apparaître expérimentalement. Le Tableau III. 3 présente les configurations expérimentales d'apparition de ces types d'écoulement durant notre campagne de mesures en fonction du taux d'impulsion amont  $M_x/M_t$  avec  $M_x$  l'impulsion amont au sein de la branche 'x' et  $M_t = M_x + M_y$ .

	Type I	Type II	Quasi Type III *
$S_1 : S_x=S_y=1\%$	$M_x/M_t=[0.25 - 0.75]$	$M_x/M_t=[0-0.25] \& [0.75-1]$	
$S_3 : S_x=S_y=5\%$		$M_x/M_t=[0-0.45] \& [0.55-1]$	$M_x/M_t=[0.4-0.6]$
$S_4 : S_x=5\% \_S_y=1\%$		$M_x/M_t=[0-0.40] \& [0.45-1]$	$M_x/M_t \sim 0.42$

Tableau III. 3 : Intervalles des impulsions correspondant à l'observation des types d'écoulement.

### 3) Description fine des écoulements en Type I

Le Type I présente donc un ressaut hydraulique droit au sein de chacun des deux canaux d'entrée. La position de ces ressauts est de première importance pour la détermination du risque associé à l'inondation d'une ville car cette structure entraîne une soudaine augmentation de la hauteur d'eau et réduction de la vitesse d'écoulement. Il semble donc particulièrement important de s'intéresser à leur localisation. Pour la configuration de pentes  $S_1$ , il apparaît que la distance d'éloignement du ressaut à la jonction évolue linéairement avec le taux d'impulsion amont (Figure III. 11). De plus, étant donné que les pentes des canaux sont égales, les distances des ressauts à la jonction sont identiques pour  $M_x/M_t=0.5$ .

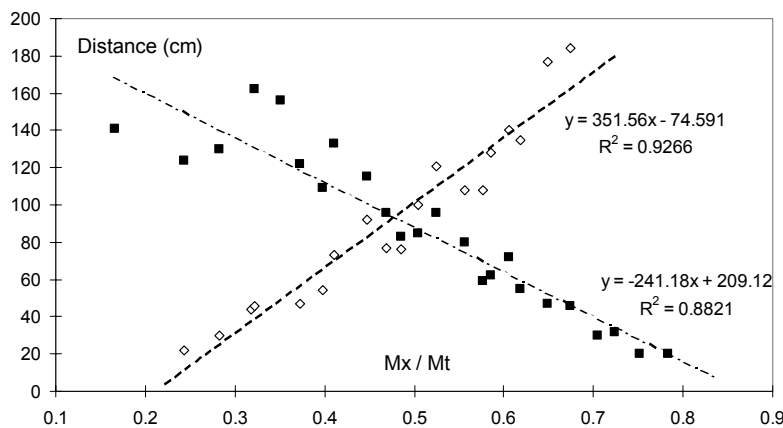


Figure III. 11 : Distance entre le ressaut droit et la jonction en fonction du rapport des impulsions: (■) Ressaut au sein de la branche amont 'x'; (◇) Ressaut au sein de la branche amont 'y' pour le Type I avec  $S_x=S_y=1\%$ .

Cependant, le paramètre  $M_x/M_t$  n'est pas le seul paramètre qui puisse être utilisé pour présenter le comportement des ressauts droits dans les branches amont. En effet, le paramètre

\* Comme nous le verrons par la suite, aucun Type III parfait n'a pu être modélisé sur notre site expérimental, mais des situations très proche de ce type seront décrites plus loin.



$Q_{ex}/Q_{ey}$  provenant de l'analyse dimensionnelle présentée dans (Rivière N. et al., 2005), est aussi valable comme le montre la Figure III. 12.

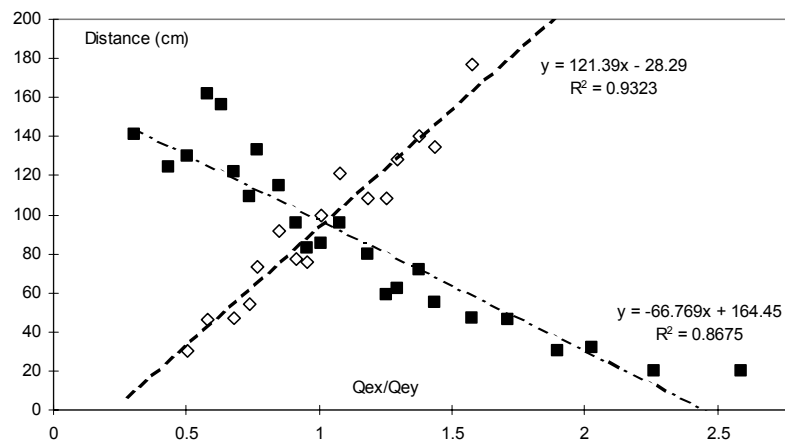


Figure III. 12 : Distance entre le ressaut droit et la jonction en fonction du rapport des débits amonts : (■) Ressaut au sein de la branche amont 'x'; (◇) Ressaut au sein de la branche amont 'y' pour le Type I avec  $S_x=S_y=1\%$ .

#### 4) Description fine des écoulements en Type II

Pour une configuration de Type II, l'écoulement majoritaire atteint la jonction en régime torrentiel et est dévié par l'écoulement minoritaire. Concrètement cette déviation a lieu lors de la traversée du ressaut oblique au centre de la jonction. De plus, sur son bord latéral aval, l'écoulement majoritaire subit le développement du jet décrit par (Hager W.H. and Yasuda Y., 1997; Rivière N. and Perkins R.J., 2004). Une onde de dépression naît alors au coin aval de la section d'entrée de l'écoulement majoritaire et se propage vers l'intérieur de la jonction. Deux processus principaux régissant la répartition des débits dans les branches aval co-existent donc : la déviation de l'écoulement majoritaire par le ressaut oblique et le développement du jet latéral. Trois régimes peuvent alors être identifiés en Type II suivant les rôles joués par ces deux processus.

##### a. Description du Type II régime 3

Si l'angle de déviation de l'écoulement majoritaire  $\theta$  est faible, le ressaut oblique et l'onde de dépression n'interagissent pas dans la jonction. L'écoulement dévié par le ressaut oblique est confiné dans la branche de sortie majoritaire ( $Q_{sx}$  sur la Figure III. 13), alors que l'écoulement dans l'autre branche de sortie  $Q_{sy}$  provient exclusivement de la rupture du jet. Ce régime 3 a

lieu lorsque  $\beta < 90 - \lambda$  avec  $\lambda$  l'angle entre la section d'entrée principale et la droite A-B, où B est l'intersection entre l'onde de dépression et la section de sortie de la jonction suivant la direction 'x' (Figure III. 13). L'angle  $\lambda$  peut être calculé par la formule suivante provenant de (Rivière N. and Perkins R.J., 2004). :

$$BC = b / Fr_{ex}$$

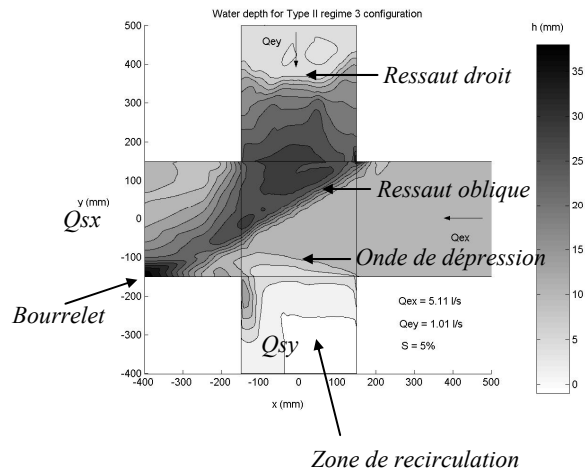
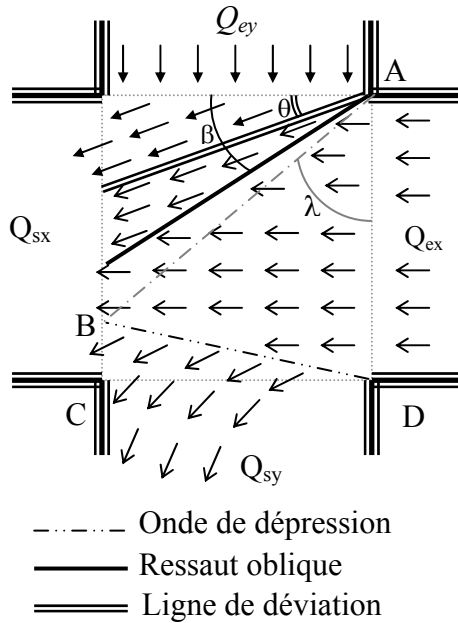


Figure III. 13 : Structures d'écoulement en Type II régime 3 (à gauche) et champ de hauteurs d'eau mesuré pour le cas C<sub>23</sub> (à droite).

La Figure III. 13 présente de même le champ de hauteur d'eau pour le cas C<sub>23</sub> (Tableau III. 2) qui se trouve en Type II régime 3. Les structures suivantes apparaissent clairement : la ligne de dépression entraînant une diminution de hauteur à l'aval, les ressauts droit et oblique, la ligne de déviation ainsi qu'une zone de recirculation dans le canal de sortie minoritaire et le bourrelet à la jonction entre l'onde de déviation et la paroi du canal de sortie.

#### b. Description du Type II régime 2

Si l'angle de déviation  $\theta$  augmente légèrement par rapport au régime 3, la rupture de jet a toujours lieu mais elle est influencée par le ressaut oblique avant d'atteindre la section de sortie de la jonction. La rupture de jet n'est pas totalement libre car une partie des lignes de courant provenant de cette rupture à proximité du point C est modifiée par la présence du ressaut (Figure III. 14). Ce type d'écoulement a lieu si  $90 - \lambda < \beta < 45^\circ$ . Dans cette relation, l'angle  $\beta$  peut être calculé en fonction de  $\theta$  et de  $Fr_{ex}$  à l'aide des relations d'(Ippen A.T., 1951) et  $\lambda$  peut être calculée en déterminant le point B à partir de la relation de (Rivière N. and Perkins R.J., 2004) présentée ci-dessus.

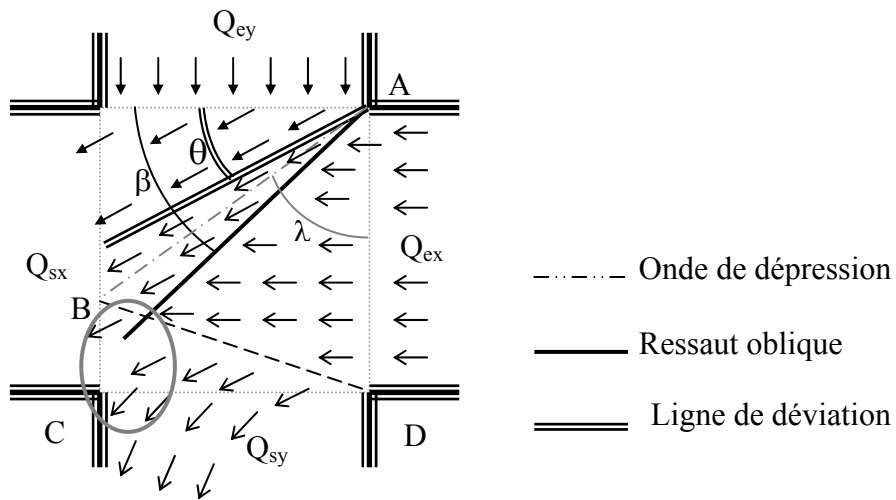


Figure III. 14 : Structure d'écoulement en Type II régime 2.

On présente ensuite sur la Figure III. 15 le champ de hauteur d'eau mesuré expérimentalement pour le cas C<sub>22</sub> qui se trouve en Type II régime 2. On vérifie que contrairement au régime 3, l'onde de dépression intersecte le ressaut oblique au sein de la jonction. Ainsi,  $Q_{ey}$ , qui influe sur la valeur de l'angle  $\beta$  a désormais une influence sur la forme du développement du jet.

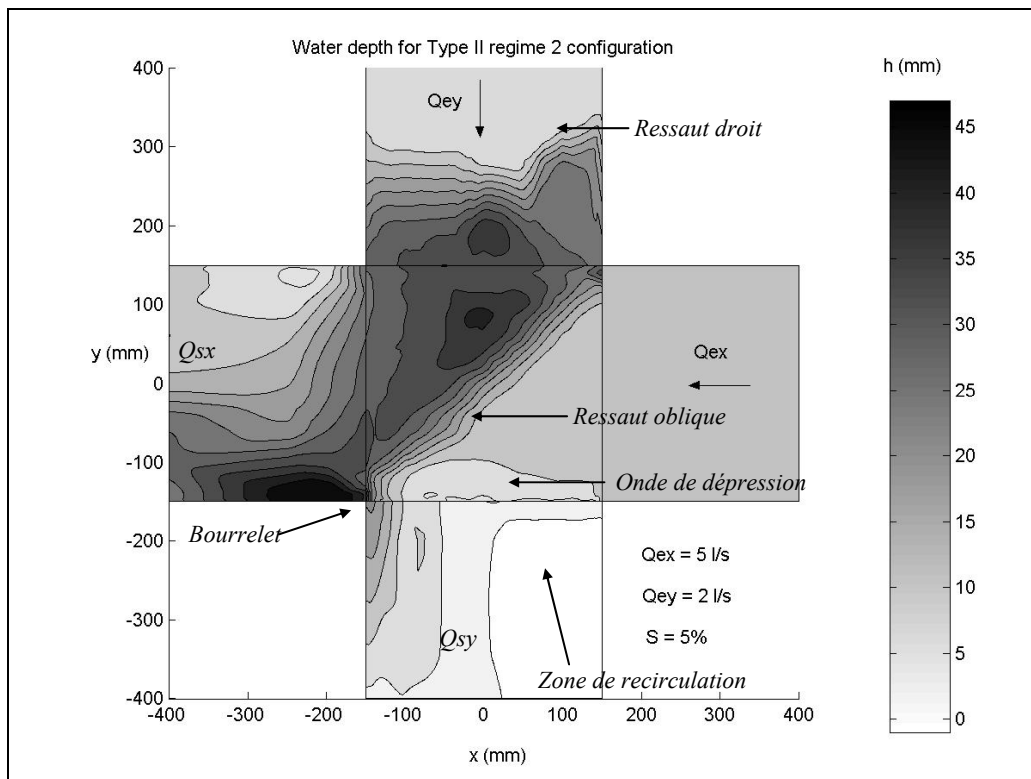


Figure III. 15 : Champ de hauteur d'eau mesuré pour le cas C<sub>22</sub>

c. Description du Type II régime 1

Si l'angle de déviation  $\theta$  augmente par rapport au régime 2, l'extrémité du ressaut oblique atteint la section de sortie de la jonction suivant la branche aval 'y' (Figure III. 16). Dans ce cas, seule une partie du débit  $Q_{sy}$  provient du développement du jet de l'écoulement principal, l'autre partie provenant de la déviation de l'écoulement principal  $Q_{ex}$  par le ressaut oblique. Alors plus l'angle  $\theta$  tend à augmenter et plus la part de  $Q_{sy}$  provenant de la déviation de  $Q_{ex}$  augmente et moins la rupture de jet est prépondérante. Ce régime a lieu lorsque  $45^\circ < \beta < \beta_{max}$ .  $\beta_{max}$  étant l'angle du ressaut oblique correspondant à la déviation maximale  $\theta_{max}$  de l'écoulement amont principal selon (Ippen A.T., 1951).

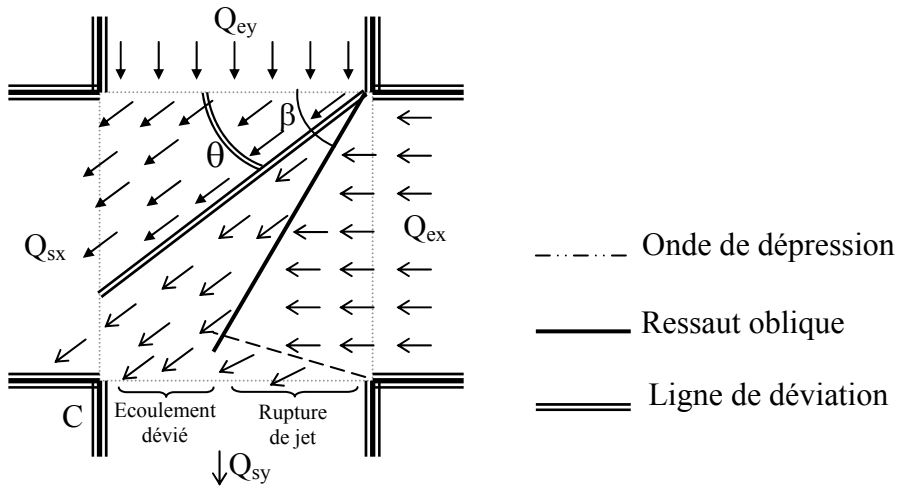


Figure III. 16 : Structure d'écoulement en Type II régime 1.

On remarque sur le cas  $C_{21}$  en Type II régime 1 présenté sur la Figure III. 17 que l'onde de dépression n'est plus la structure principale sur le bord latéral aval de l'écoulement principal.

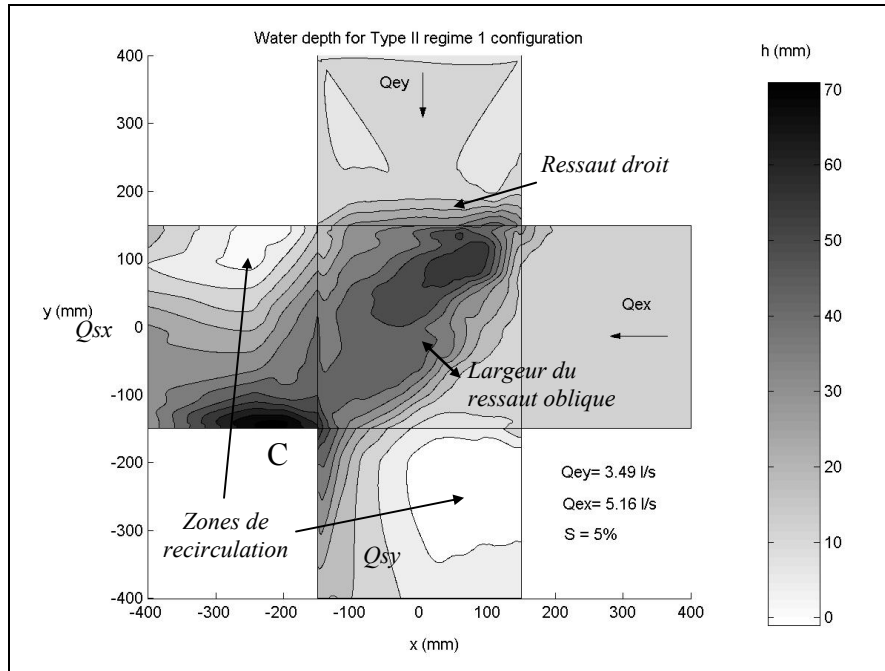


Figure III. 17 : Champ de hauteurs d'eau mesuré pour le cas  $C_{21}$ .

#### d. Comportement des ressauts hydrauliques en Type II

En comparant les écoulements étudiés pour les trois régimes du Type II, on remarque que lorsque les angles de déviation  $\theta$  et du ressaut  $\beta$  augmentent, la largeur du ressaut augmente de même et la distance entre le ressaut droit et la jonction au sein de la branche minoritaire diminue.

Par ailleurs, on a vu que lorsque l'impulsion du canal majoritaire  $M_x$  augmente par rapport à  $M_y$ , alors l'angle de déviation et l'angle du ressaut oblique diminuent. Or il apparaît que cette évolution est linéaire comme le montre la Figure III. 18. De plus, on observe sur cette même figure avec  $S_x=S_y=5\%$  que l'angle de ressaut minimum est de  $\theta_{min}=21^\circ$  (avec  $Fr=4.5$ ) et l'angle maximum est de  $\theta_{max}=76^\circ$  (avec  $Fr = 3.8$ ). Ces valeurs sont proche de celles prédites par les relations d'(Ippen A.T., 1951) :  $\beta_{théorique\ min}=14^\circ$  et  $\beta_{théorique\ max}=70^\circ$ .

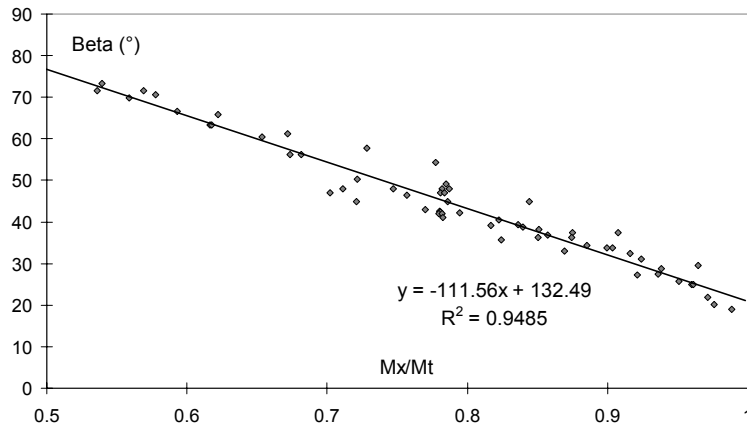


Figure III. 18 : Evolution de l'angle du ressaut oblique  $\beta$  en fonction du rapport  $M_x/M_t$  avec  $S_x=S_y=5\%$ .

En ce qui concerne la localisation du ressaut hydraulique droit dans la branche minoritaire en Type II, la Figure III. 19 montre que cette distance augmente lorsque l'impulsion de l'écoulement majoritaire augmente. On remarque de plus que pour la configuration de pente  $S_4$ , la configuration symétrique n'a pas lieu lorsque  $M_x=M_y$  mais pour  $M_x/M_T \sim 0.42$ .

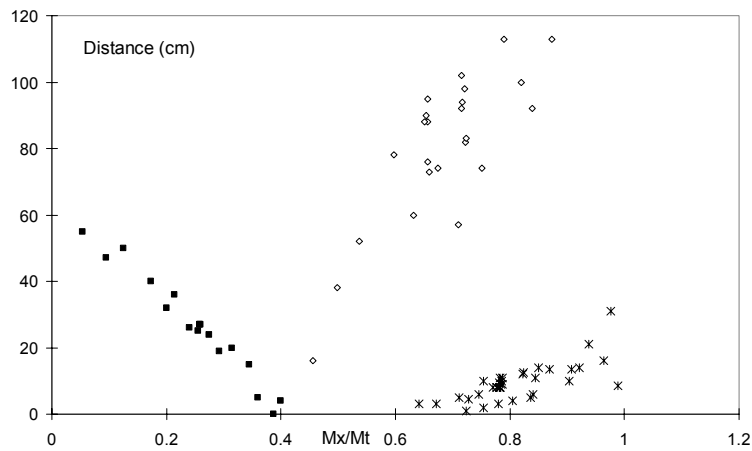


Figure III. 19 : Distance entre le ressaut droit et la section d'entrée de la jonction en Type II pour  $S_x=5\%$   $S_y=1\%$  : (■) = Ressaut droit dans la branche amont 'x'; (◇) = Ressaut droit dans la branche amont 'y' ; pour  $S_x=S_y=5\%$  : (\*) = Ressaut droit dans la branche amont 'x'.

### 5) Description fine des écoulements en Type III

Dans le cas d'un Type III, deux ressauts obliques ont lieu dans la jonction, un de chaque côté de la ligne de déviation (Figure III. 20). Le développement du jet a donc lieu pour chacun des deux écoulements sur les bords latéraux aval des 2 écoulements dans la jonction.

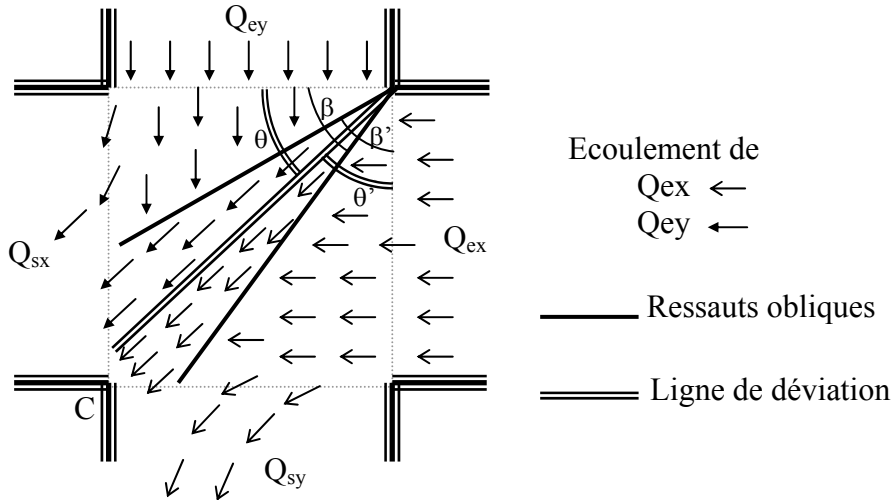


Figure III. 20 : Structure d'écoulement en Type III

Aucun Type III parfaitement développé n'a été observé expérimentalement étant donné que le Type III requiert des écoulements amont avec des nombres de Froude supérieurs à 7, soit largement supérieurs à ceux obtenus avec notre gamme de débit et de pente. Cependant dans la configuration de pente  $S_3$ , des écoulements proches du Type III ont pu être mesurés même si un des deux ressauts s'avère être légèrement détaché étant donné que la déviation de l'écoulement minoritaire est légèrement supérieure à sa déviation maximale. Le cas  $C_3$  dont le champ de hauteurs d'eau est présenté sur la Figure III. 21 fait partie de ces écoulements dits en quasi-Type III. Le ressaut est nommé "intermédiaire" entre un ressaut droit dans la branche amont et un ressaut oblique parfait dans la jonction.

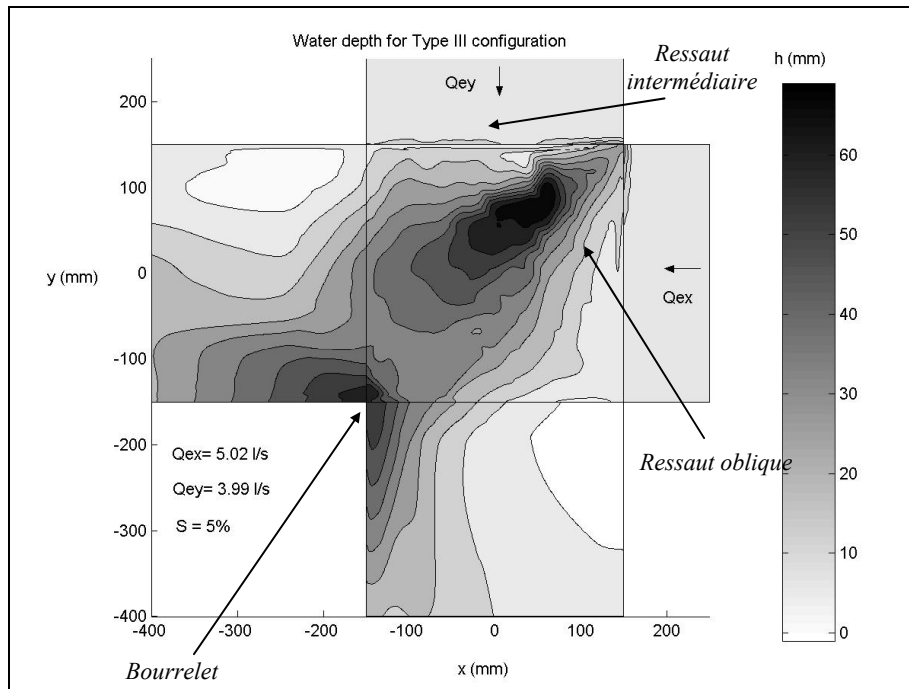


Figure III. 21 : Champ de hauteur mesuré pour le cas  $C_3$ .

### 6) Etude d'un écoulement intermédiaire entre deux types

Nous avons jusqu'à présent mis en évidence les types d'écoulement qui pouvaient apparaître expérimentalement dans un carrefour avec les écoulements amont en régime torrentiel. Cependant, pour certaines configurations intermédiaires, l'écoulement qui se développe n'appartient à aucun de ces types. Cela est le cas lorsqu'au moins un des ressauts qui se développent n'est ni oblique (car la déviation de l'écoulement dépasse la déviation maximale) ni suffisamment détaché pour être totalement confiné au sein d'une branche amont (et ainsi devenir un ressaut droit). Par exemple, en considérant un écoulement symétrique, le cas  $C_1$  est intermédiaire entre un Type I et un Type III. Son champ de hauteur d'eau est présenté en Figure III. 22 : il apparaît que les extrémités amont des ressauts hydrauliques sont détachées au sein des canaux amont et que les extrémités aval se situent au sein de la jonction.



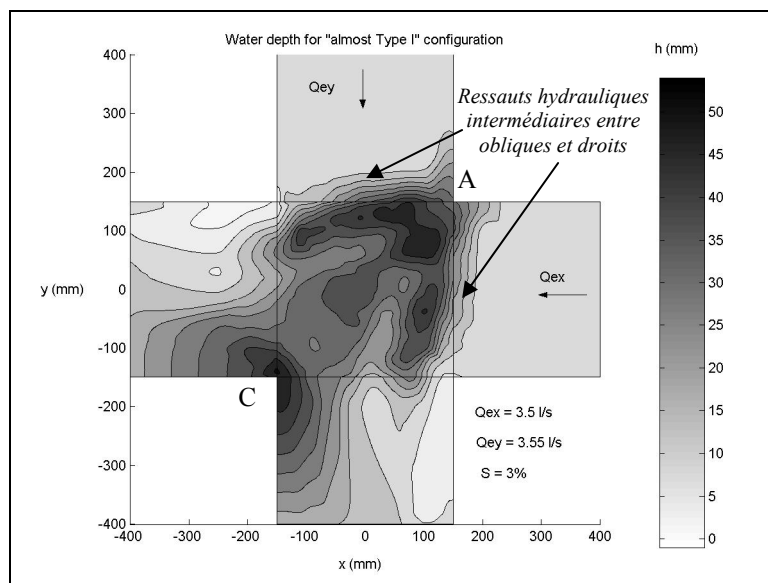


Figure III. 22 : Champ de hauteur d'eau mesuré pour le cas  $C_1$

## 7) Précisions complémentaires concernant les structures d'écoulement observées

### a. Zones de recirculation

Une zone de recirculation apparaît à l'entrée des deux branches aval à proximité de la paroi opposée au coin C. La hauteur d'eau dans cette zone est fortement réduite par rapport à l'écoulement moyen dans la section où elle se situe et une partie de la zone peut même être totalement sèche. Sur les relevés de hauteur d'eau présentés précédemment, on remarque que la réduction de hauteur d'eau et la taille caractéristique de cette zone de recirculation sont d'autant plus fortes que l'angle du ressaut oblique augmente, cette intensité est ainsi maximale pour le Type II régime 3 dans la branche où a lieu la rupture de jet. Ensuite, si l'angle de déviation  $\theta$  augmente, la taille de la zone de recirculation diminue dans la branche latérale à proximité de la rupture de jet et augmente dans l'autre branche.

### b. Fronts d'onde et réflexions dans les branches aval

Lorsque les deux écoulements se rencontrent, le plan de déviation présente une augmentation nette de la hauteur d'eau qui peut se voir pour l'ensemble des configurations de Type II et Type III. Cette augmentation de hauteur d'eau est advectée vers l'aval ; l'onde ainsi formée se réfléchit sur les parois des branches aval sur une distance importante, supérieure à la taille des branches aval de notre modèle. Le ressaut oblique tend de même à se réfléchir sur les parois aval et deux situations peuvent apparaître. Sachant que l'angle de déviation  $\theta$  est inférieur à  $45^\circ$ , si l'angle du ressaut oblique  $\beta$  est supérieur à  $45^\circ$ , les deux fronts d'onde vont se réfléchir

chacun au sein d'une branche aval différente et deux oscillations d'onde vont avoir lieu dans les branches aval (Figure III. 23). Par contre si  $\beta < 45^\circ$ , les deux fronts d'onde vont tendre à se réfléchir dans la branche de sortie suivant 'x', les deux fronts d'onde vont se mêler et un seul front d'onde global sera visible à l'aval de la jonction.

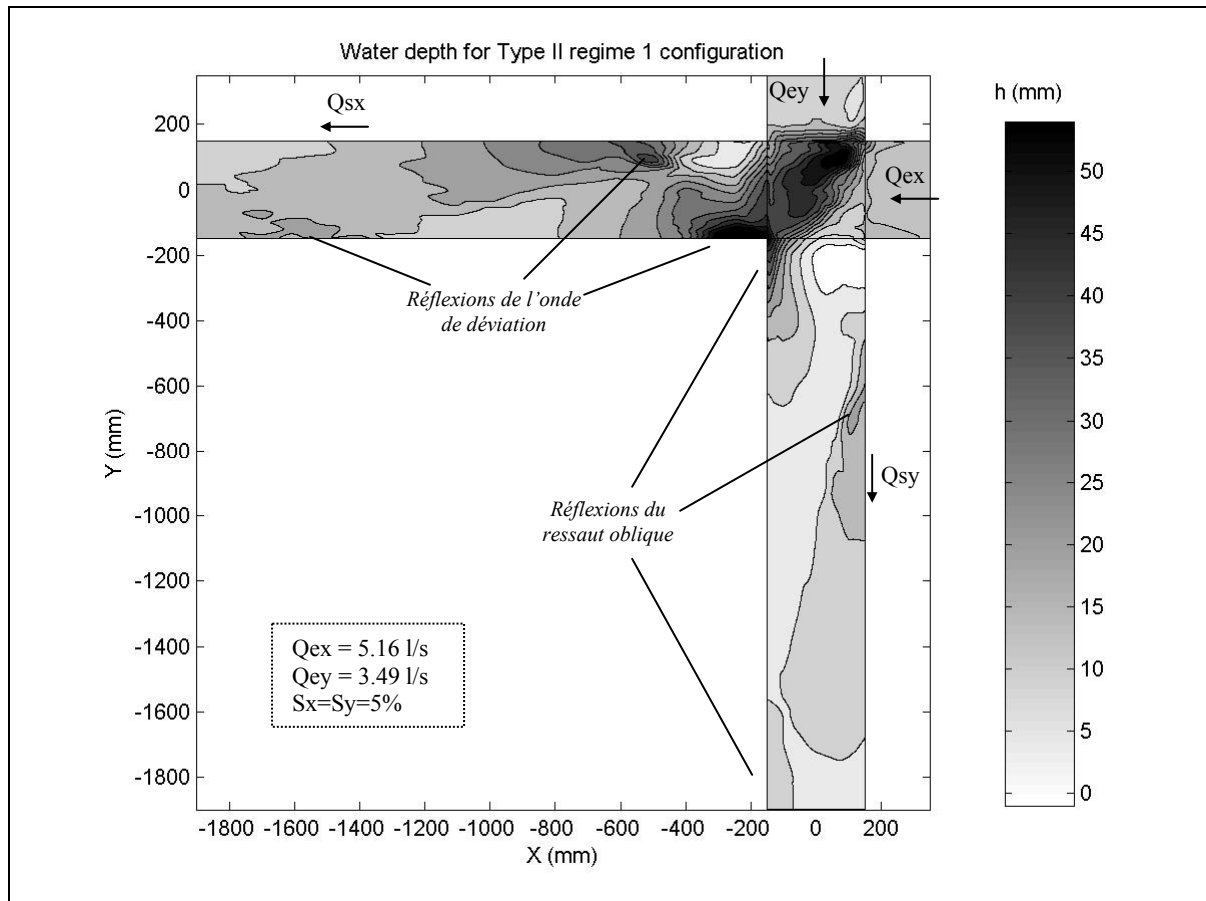
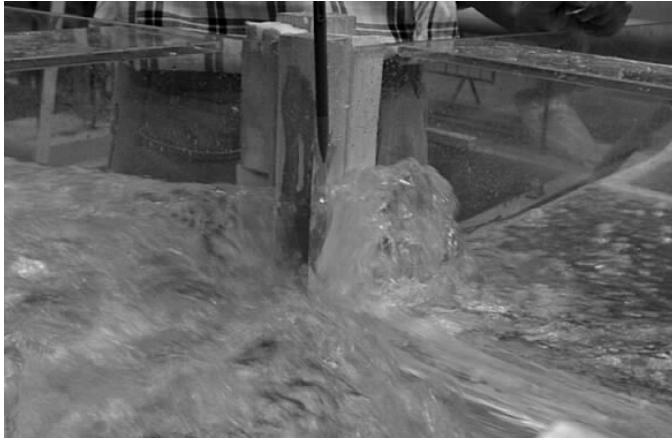


Figure III. 23 : Réflexions de l'onde de déviation et du ressaut oblique dans les canaux aval pour le cas  $C_{21}$ .

### c. Bourrelets

Les bourrelets sont caractérisés par une forte et soudaine augmentation de la hauteur d'eau à proximité d'une paroi aval et peuvent avoir deux origines. La première est celle exposée au paragraphe précédent, c'est à dire la réflexion de l'onde de déviation sur la paroi d'une branche aval qui est visible sur la Figure III. 23. La deuxième cause est la présence d'une zone de stagnation à proximité du coin C qui peut déferler comme sur la Figure III. 24. Ces phénomènes peuvent fortement augmenter le risque associé à une inondation en milieu urbain. Par ailleurs il apparaît que l'augmentation de hauteur d'eau est d'autant plus forte que l'angle

du ressaut augmente : en Type II régime 1, l'augmentation de hauteur d'eau par rapport à l'écoulement amont est de 600% alors qu'elle est de 400% en Type II régime 3.



*Figure III. 24 : Bourrelet déferlant à proximité du coin C.*

## **V. Développement des modèles analytiques**

Nous avons donc établi une typologie des écoulements existant à la jonction d'écoulements torrentiels en fonction du rapport entre les angles de déviation des deux écoulements et les angles de déviation maximale pour lesquels un ressaut oblique peut avoir lieu selon la théorie d'(Ippen A.T., 1951). Afin de prédire le type d'écoulement qui aura lieu au sein de la jonction à partir des caractéristiques des écoulements amont, il est donc nécessaire de développer des outils permettant de prédire ces angles de déviation.

En effet, un modèle empirique tel celui de (Nania L. S. et al., 2004) présenté en Figure III. 25 afin de délimiter les conditions d'apparition des Type I et Type II en fonction des caractéristiques des écoulements amont ne semble pas adapté. Non seulement le modèle proposé par (Nania L. S. et al., 2004) ne permet pas de prédire l'apparition des écoulements de Type III, mais en plus, nous avons montré qu'expérimentalement, pour des pentes amont de  $S_x=S_y=5\%$ , aucun Type I n'avait lieu contrairement aux prévisions du modèle.

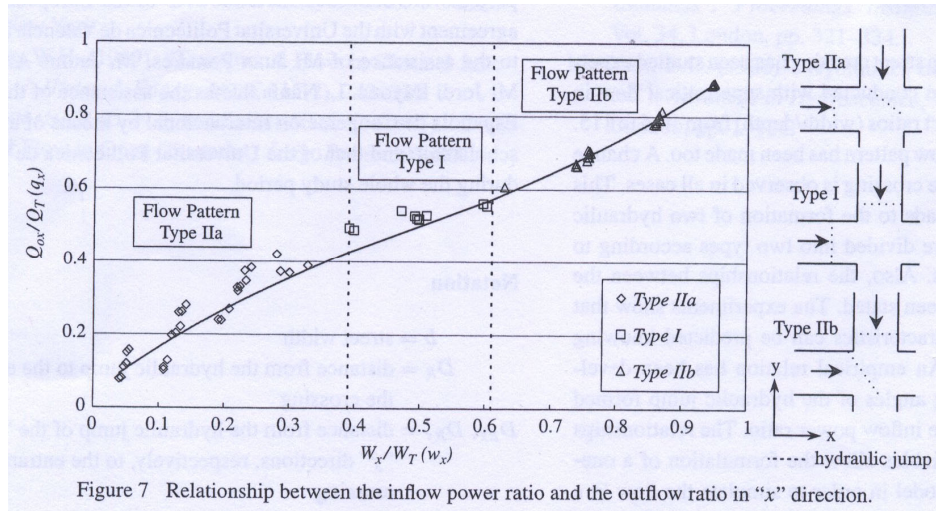


Figure III. 25 : Modèle de séparation des types d'écoulements proposé par (Nania L. S. et al., 2004)

Nous allons donc désormais nous attacher à mettre en œuvre des modèles permettant de prédire les trois types d'écoulements, la répartition de débit ainsi que les caractéristiques des structures d'écoulement en fonction des caractéristiques des écoulements amont.

Une analyse dimensionnelle liée à la jonction de deux écoulements torrentiels, présentée par (Rivière N. et al., 2005), montre que les lois de distribution des écoulements doivent être de la

forme :  $\frac{Q_{sy}}{Q_{ex}} = f\left(\frac{Q_{ey}}{Q_{ex}}, \frac{Q_{ex}}{b^2\sqrt{gb}}, Fr_{ey}, Fr_{ex}\right)$ . En d'autres termes, pour une configuration de pente

donnée, où les nombres de Froude des écoulements amont varient peu comme montré au

paragraphe IV.2, une loi simple du type  $\frac{Q_{sy}}{Q_{ex}} = f\left(\frac{Q_{ey}}{Q_{ex}}\right)$  ne donne pas une relation univoque. En

effet,  $\frac{Q_{sy}}{Q_{ex}}$  dépend de  $\left(\frac{Q_{ey}}{Q_{ex}}\right)$  mais aussi de  $\frac{Q_{ex}}{b^2\sqrt{gb}}$ . Nous avons donc fait le choix de

développer des modèles analytiques à partir de la loi de conservation de quantité de mouvement et basés sur les structures d'écoulement observées expérimentalement. Ainsi, vu que les formes des structures d'écoulement diffèrent pour chaque type, il est nécessaire de développer un modèle pour chacun de ces types. Dans un deuxième temps nous montrerons comment un algorithme utilisant l'ensemble de ces modèles permet de prédire le type d'écoulement ayant lieu dans le carrefour.

Les notations utilisées dans les paragraphes précédents sont conservées, et de nouvelles notation sont introduites :  $\theta_x$  et  $\theta_y$  sont les déviations respectives des écoulements  $Q_{ex}$  et  $Q_{ey}$  de hauteurs d'eau normales amont  $h_{ex}$  et  $h_{ey}$ , avec donc  $\theta_x + \theta_y = 90^\circ$ . De plus,  $\beta_x$  et  $\beta_y$  sont les angles des ressauts obliques, s'ils ont lieu, pour les deux écoulements  $Q_{ex}$  et  $Q_{ey}$  respectivement.

### 1) Modèle analytique en Type III

Pour simplifier l'approche du modèle, nous considérons dans ce paragraphe que l'écoulement majoritaire provient de la branche amont 'x' et que l'écoulement minoritaire provient de la branche amont 'y'. Ainsi, si les pentes sont identiques dans les deux directions, cette hypothèse revient à considérer que  $Q_{ex} > Q_{ey}$ . Par ailleurs, pour la mise en place du modèle analytique, aussi bien les ressauts que le plan de séparation des 2 écoulements sont assimilés à des plans verticaux d'épaisseur nulle. De même, les lignes de courant superposées verticalement en un point de l'écoulement le restent tout au long de l'écoulement.

#### a. Modèle de répartition des débits

T3a est un modèle simple calculant la répartition des débits en Type III à partir de la connaissance des caractéristiques de l'écoulement :  $\theta_x$ ,  $\beta_x$  et  $\beta_y$ . Ce modèle se base sur le fait que l'écoulement majoritaire  $Q_{ex}$  est soudainement dévié d'un angle  $\theta_x$  lorsqu'il traverse le ressaut oblique d'angle  $\beta_x$  (Figure III. 26). Il est alors aisé de déterminer la ligne de courant (en ligne pointillée sur la Figure III. 26) provenant de cet écoulement majoritaire qui va atteindre le coin C. Cette ligne de courant sépare alors l'écoulement majoritaire amont en deux :  $Q_{ex1}$  et  $Q_{ex2}$  où  $Q_{ex1}$  est dévié vers la branche aval 'y' et  $Q_{ex2}$  est aussi dévié mais se déverse dans la branche aval 'x'.

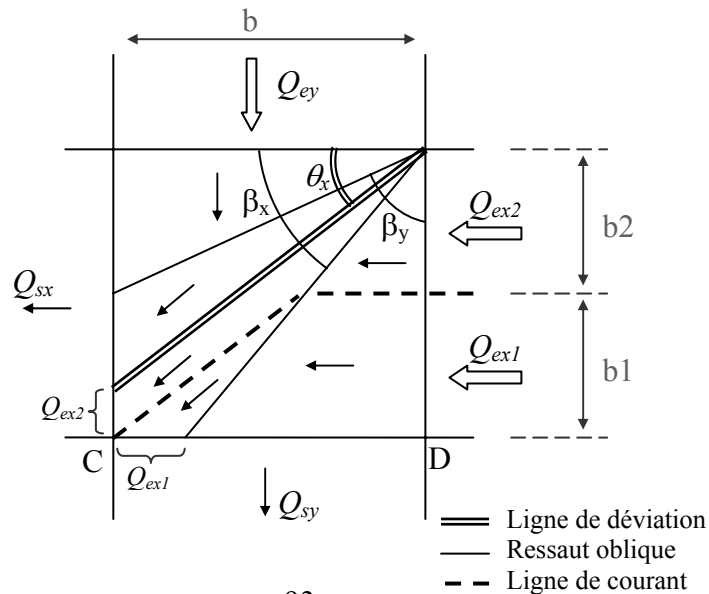


Figure III. 26 : Modèle géométrique de distribution des débits T3a

On peut alors définir la relation suivante :

$$b_2 = \frac{b \tan \beta_x (\tan \theta_x - 1)}{\tan \theta_x - \tan \beta_x} \quad (1).$$

$$\text{Alors } Q_{ex2} = \frac{\tan \beta_x (\tan \theta_x - 1)}{\tan \theta_x - \tan \beta_x} Q_{ex} \quad (2) \quad \text{et } Q_{ex1} = \frac{\tan \theta_x (1 - \tan \beta_x)}{\tan \theta_x - \tan \beta_x} Q_{ex} \quad (3)$$

$$\text{Finalement } Q_{sy} = Q_{ex1} = \frac{\tan \theta_x (1 - \tan \beta_x)}{\tan \theta_x - \tan \beta_x} Q_{ex} \quad (4) \quad \text{et } Q_{sx} = \frac{\tan \beta_x (\tan \theta_x - 1)}{\tan \theta_x - \tan \beta_x} Q_{ex} + Q_{ey} \quad (5)$$

Les équations (4) et (5) constituent le modèle T3a.

Nous avons vu dans les paragraphes précédents qu'un développement de jet avait lieu lors de l'entrée de l'écoulement torrentiel dans la jonction. Or l'influence de ces ruptures de jet est négligée dans le modèle T3a. En effet, on considère que le volume d'eau qui se jette dans la branche latérale aval à travers la rupture de jet est déviée quoi qu'il arrive vers cette branche par le ressaut oblique. Par ailleurs, afin de calculer les débits aval, l'utilisation du modèle T3a requiert la connaissance des angles de déviation et de ressaut  $\theta_x$  et  $\beta_x$ . Nous introduisons donc un deuxième modèle nommé T3b destiné à calculer ces angles à partir des caractéristiques des écoulements amont.

#### b. Modèle de prédiction de l'angle de ressaut et de déviation

Ce modèle s'inspire des travaux de (Greated C.A., 1968) dont le volume de contrôle a été adapté à une configuration à quatre branches (Figure III. 27). La loi de conservation de la quantité de mouvement est appliquée suivant le même axe de projection que l'auteur. Les hauteurs d'eau en entrée du volume de contrôle sont les hauteurs normales amont étant donné que l'écoulement est considéré toujours uniforme en atteignant la jonction. Les conditions d'écoulement aux bords amont du volume de contrôle sont donc parfaitement connues :  $Q_{ex}$ ,  $h_{ex}$ ,  $Q_{ey}$ ,  $h_{ey}$ .

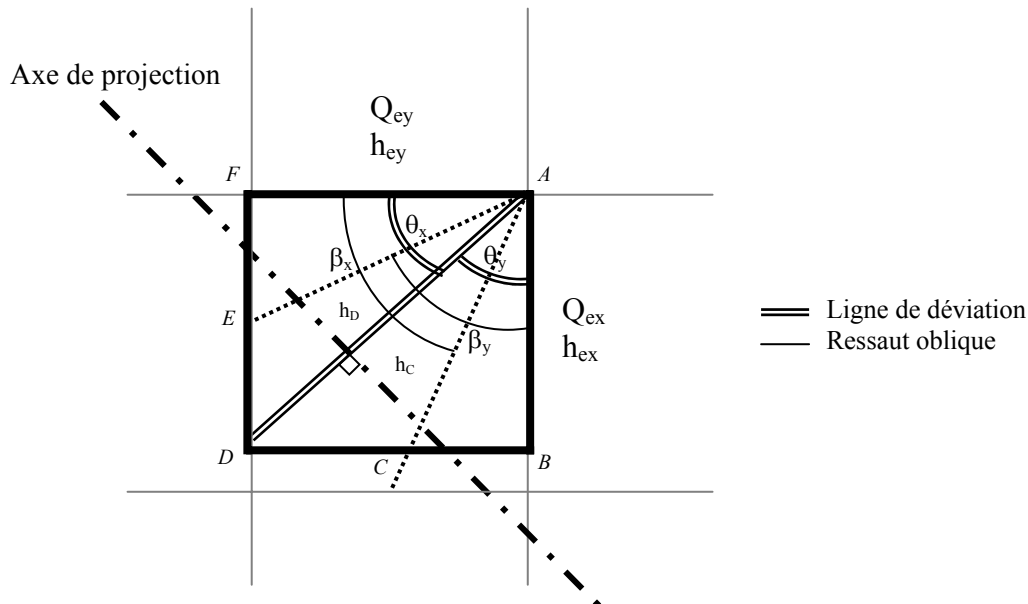


Figure III. 27 : Volume de contrôle du modèle T3b.

Les hypothèses concernant les écoulements aux bords du volume de contrôle sont :

A-B et A-F : Les hauteurs d'eau sont normales (régime uniforme torrentiel), les écoulements sont monodimensionnels et perpendiculaires aux frontières du volume de contrôle.

B-C et F-E : Les hauteurs d'eau sont égales aux hauteurs d'eau amont  $h_{ex}$  et  $h_{ey}$ , les écoulements sont monodimensionnels et parallèles aux frontières du volume de contrôle.

C-D et E-D : les écoulements sont monodimensionnels et parallèles à la ligne de déviation, les hauteurs d'eau valent  $h_C$  et  $h_D$  qui sont les hauteurs d'eau à l'aval des ressauts obliques (Figure III. 26).

Les 6 inconnues sont donc les deux angles de ressaut oblique, les deux angles de déviation et les deux hauteurs d'eau à l'aval des ressauts obliques soit :  $\theta_x$ ,  $\theta_y$ ,  $\beta_x$ ,  $\beta_y$ ,  $h_C$  et  $h_D$ .

(Ippen A.T., 1951) propose des relations entre  $\beta_x$  et  $\theta_x$  et entre  $\beta_y$  et  $\theta_y$  :

$$\tan\theta_x = \frac{\tan\beta_x \left( \sqrt{1+8Fr_x^2 \sin^2\beta_x} - 3 \right)}{2\tan^2\beta_x + \sqrt{1+8Fr_x^2 \sin^2\beta_x} - 1} \quad (6) \quad \text{et} \quad \tan\theta_y = \frac{\tan\beta_y \left( \sqrt{1+8Fr_y^2 \sin^2\beta_y} - 3 \right)}{2\tan^2\beta_y + \sqrt{1+8Fr_y^2 \sin^2\beta_y} - 1} \quad (7)$$

ainsi que les relations entre les hauteurs d'eau à l'amont et à l'aval des ressauts obliques :

$$h_c = \frac{h_{ex} \tan\beta_x}{\tan(\beta_x - \theta_x)} \quad (8) \quad \text{et} \quad h_D = \frac{h_{ey} \tan\beta_y}{\tan(\beta_y - \theta_y)} \quad (9)$$

Etant donné que l'angle de la jonction vaut  $90^\circ$ , on a de plus :  $\theta_x + \theta_y = \frac{\pi}{2}$  (10)

Enfin, l'équation de conservation de quantité de mouvement dans une direction perpendiculaire à la déviation donne :

$$\frac{h_{ex}^2}{2} \left[ \frac{1}{\cos \theta_x} - \cos \theta_x \left( 1 - \tan \theta_x \tan \left( \frac{\pi}{2} - \beta_x \right) \right) \right] + \frac{h_e^2}{2} \cos \theta_x \left( 1 - \tan \theta_x \tan \left( \frac{\pi}{2} - \beta_x \right) \right) - \frac{h_{ey}^2}{2} \left[ \frac{1}{\cos \theta_x} - \sin \theta_x \left( \tan \theta_x - \tan \left( \frac{\pi}{2} - \beta_y \right) \right) \right] - \frac{h_D^2}{2} \sin \theta_x \left( \tan \theta_x - \tan \left( \frac{\pi}{2} - \beta_y \right) \right) + \frac{h_{ex} V_{ex}^2 \sin \theta_x \tan \theta_x}{g} - \frac{h_{ey} V_{ex}^2 \cos \theta_x}{g} = 0 \quad (11)$$

avec  $V_{ex} = Q_{ex} / (b h_{ex})$

Les équations (6) à (11) forment le modèle nommé *T3b* permettant de prédire les angles des ressauts et de déviation pour un écoulement de Type III. Les données nécessaires à l'utilisation du modèle sont les caractéristiques des écoulements amont ( $Q_e$  et  $h_e$ ) aux 2 sections d'entrée de la jonction. Si les écoulements sont uniformes dans les branches amont, les caractéristiques des écoulements en entrée de jonction sont les conditions normales. Si par contre, le régime uniforme n'est pas atteint dans les branches amont avant d'accéder à la jonction, la détermination des hauteurs d'eau  $h_{ex}$  et  $h_{ey}$  doit être faite en entrée de jonction. La combinaison des modèles *T3a* et *T3b* forme le modèle global *T3* qui permet donc de prédire la répartition des écoulements aval.

### c. Validation expérimentale

Nous avons rappelé au paragraphe IV.5 qu'aucun écoulement de Type III parfaitement développé n'avait pu être mesuré expérimentalement mais que des écoulements quasi-Type III ont été observés. Or les relations d'(Ippen A.T., 1951) (7) et (9) ne peuvent être appliquées en quasi-Type III pour décrire la déviation de l'écoulement minoritaire. Le modèle *T3b* ne peut donc pas converger pour ces configurations d'écoulement. Ceci étant, la validité du modèle *T3a* peut être vérifiée sur les quasi-Type III pour lesquels l'angle du ressaut oblique de l'écoulement majoritaire  $\beta_x$  est mesuré expérimentalement et donc où  $\theta_x$  peut être calculé par l'équation (6). Pour cela, il suffit d'appliquer le modèle *T3a* à ces configurations afin d'obtenir une prédiction des débits aval que l'on compare alors avec les débits de sortie mesurés expérimentalement. Cette comparaison est présentée en Figure III. 28, les barres d'erreur rendent compte de l'incertitude de  $\pm 2.5^\circ$  sur la mesure expérimentale de l'angle du ressaut  $\beta_x$ . La validité du modèle *T3a* est ainsi vérifiée sans calage étant donné que la plupart des points se situent dans une gamme d'erreur de  $\pm 15\%$ . Les données expérimentales de validation sont limitées et correspondent à des cas d'écoulement extrêmes très rarement rencontrés en nature.



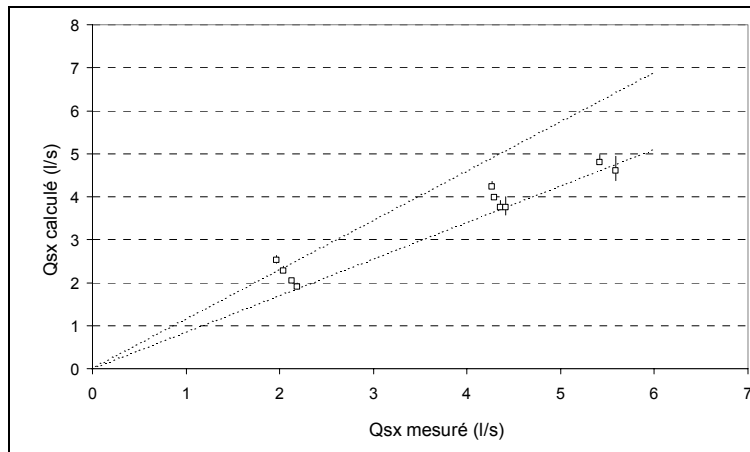


Figure III. 28 : Validation du modèle T3a : comparaison des débits aval  $Q_{sx}$  prédits et mesurés expérimentalement. (...) = ligne de  $\pm 15\%$  d'erreur.

## 2) Modèles analytiques en Type II

Nous avons montré que deux processus étaient responsables de la répartition des débits dans les branches aval en écoulement de Type II : la déviation des écoulements lors de la traversée du ressaut oblique et le développement du jet, analogue à une rupture de barrage qui apparaît sur le bord aval de l'écoulement majoritaire. La présence de ces deux processus nous a conduit à considérer 3 régimes au sein de ce Type II pour lesquels les modèles analytiques doivent être adaptés.

### a. Modèle analytique T2r1 (Type II régime 1)

Du point de vue des processus, les écoulements de Type II régime 1 sont proche des écoulements de Type III ; les modèles analytiques de prédiction de distribution des écoulements T2r1a et des caractéristiques des structures T2r1b sont donc des adaptations des modèles T3a et T3b présentés ci-dessus.

### Description du modèle analytique

La ligne de courant qui divise l'écoulement majoritaire amont en deux écoulements  $Q_{ex1}$ , étant déviée vers la branche latérale et  $Q_{ex2}$  se jetant dans la branche en face (Figure III. 29), a les mêmes caractéristiques que dans le cadre du modèle T3a. Les équations (4) et (5) forment donc le modèle T2r1a.

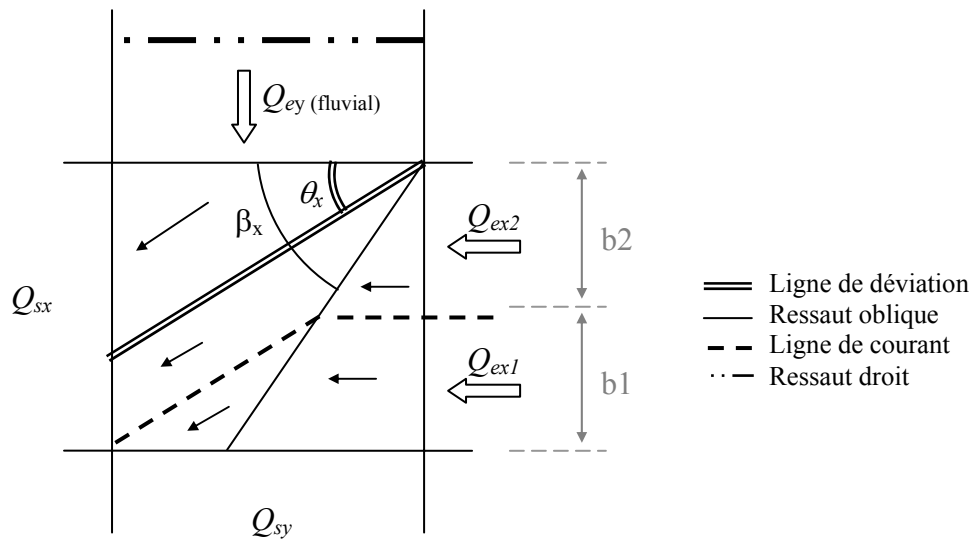


Figure III. 29 : Modèle géométrique de répartition des écoulements T2r1a.

Comme pour le cas du Type III, les valeurs des angles  $\beta_x$  et  $\theta_x$  sont requises pour utiliser le modèle T2r1a. Le modèle T2r1b a alors pour objectif de calculer ces angles à partir des conditions d'écoulement amont. Les équations de ce modèle sont mises en place de façon analogue à celles du modèle T3b avec un volume de contrôle semblable (Figure III. 30). Cependant, la différence majeure est que, dorénavant, l'écoulement minoritaire  $Q_{ey}$  atteint la section d'entrée de la jonction en régime fluvial après avoir traversé un ressaut hydraulique droit dans la branche amont minoritaire. Ainsi la hauteur d'eau  $h_{ly}$  n'est pas égale à la hauteur d'eau normale amont  $h_{ey}$  et  $h_{ly}$  devient une inconnue supplémentaire.

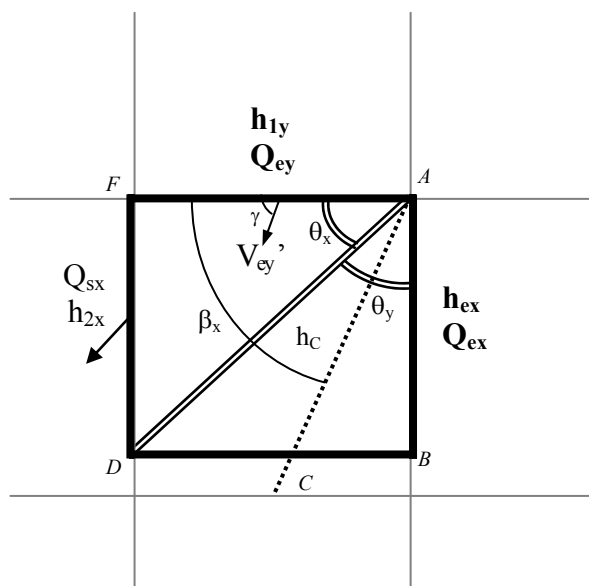


Figure III. 30 : Volume de contrôle du modèle T2r1b.

Les hypothèses concernant les écoulements aux bords du volume de contrôle sont :

A-B : hauteur d'eau normale  $h_{ex}$ , écoulement monodimensionnel et perpendiculaire à la frontière du volume de contrôle.

B-C : hauteur d'eau normale  $h_{ex}$ , écoulement monodimensionnel et parallèle à la frontière.

C-D : écoulement monodimensionnel et parallèle à la ligne de déviation, la hauteur d'eau est égale à  $h_C$  qui est la hauteur d'eau à l'aval du ressaut oblique.

A-F : écoulement fluvial monodimensionnel, la hauteur d'eau notée  $h_{ly}$  est considérée constante sur cette frontière mais reste inconnue.

F-D : écoulement monodimensionnel, parallèle à la ligne de déviation, la hauteur d'eau notée  $h_{2x}$  est considérée constante mais est inconnue.

(Ramamurthy et al., 1988) appliquent la loi de conservation de quantité de mouvement dans une jonction à trois branches en régime fluviale et ils relatent l'importance de prendre en compte le transfert de quantité de mouvement dans la direction de l'écoulement majoritaire en provenance d'une branche latérale perpendiculaire à la branche principale. Selon leurs mesures expérimentales, les auteurs proposent une expression de l'angle  $\gamma$  entre la direction du vecteur vitesse résultant  $V_{ey}'$  et la section A-F de la jonction (Figure III. 30). Cela donne donc :

$$\tan\gamma = \frac{Q_{ey}}{Q_{ex} \tan\theta_x} \quad (12) \quad \text{avec } \tan(\theta_x) = \frac{FD}{b}.$$

En conservant la vitesse moyenne axiale de l'écoulement latéral jusqu'à la section d'entrée de la jonction, soit

$$V_{ey} = \frac{Q_{ey}}{bh_{ly}} = V_{ey}' \sin\gamma \quad (13).$$

Ainsi, il reste 6 inconnues qui sont l'angle du ressaut oblique  $\beta_x$ , les angles de déviation  $\theta_x$  et  $\theta_y$ , et les hauteurs d'eau  $h_{ly}$ ,  $h_{2x}$  et  $h_C$ . Les 6 équations correspondantes sont les suivantes.

La première découle de l'hypothèse supplémentaire à la section d'entrée fluviale 'y' :

$$h_{ly} = h_C \quad (14),$$

avec  $h_C$  la hauteur d'eau dans le triangle DCA à l'aval du ressaut oblique. Cette hypothèse correspond à une considération récurrente et vérifiée expérimentalement (e.g. Ramamurthy et al., 1988) : dans une jonction en régime fluvial, les écoulements au sein des deux branches amont ont la même hauteur d'eau.

Ensuite, d'après (Ippen A.T., 1951)

$$\tan\theta_x = \frac{\tan\beta_x \left( \sqrt{1 + 8Fr_x^2 \sin^2\beta_x} - 3 \right)}{2\tan^2\beta_x + \sqrt{1 + 8Fr_x^2 \sin^2\beta_x} - 1} \quad (6)$$

Et

$$h_c = \frac{h_{ex} \tan\beta_x}{\tan(\beta_x - \theta_x)} \quad (8)$$

Par ailleurs, l'angle de jonction de 90° conduit à l'équation:  $\theta_x + \theta_y = \pi/2$  (10)

L'équation de quantité de mouvement en projection perpendiculaire à la ligne de déviation s'écrit, en utilisant (13):

$$\begin{aligned} & -\frac{h_{1y}^2 \cos\theta_x}{2} - \frac{h_{2x}^2 \tan\theta_x \sin\theta_x}{2} + \frac{h_{ex}^2}{2} \left( \frac{1}{\cos\theta_x} - \cos\theta_x + \frac{\sin\theta_x}{\tan\beta_x} \right) + \\ & \frac{h_c^2}{2} \cos\theta_x \left( 1 - \frac{\tan\theta_x}{\tan\beta_x} \right) + \frac{h_{ex} V_{ex}^2 \sin\theta_x \tan\theta_x}{g} - \frac{Q_{ey}^2}{gb^2 h_{1y}} \left( \cos\theta_x - \frac{\sin\theta_x}{\tan\gamma} \right) = 0 \end{aligned} \quad (15)$$

Enfin, on considère le volume de contrôle AFD (Figure III. 30), où la loi de conservation de la masse donne:

$$h_{2x} V_{2x}^2 = \frac{V_{ey}^2 \sin^2\gamma h_{1y}^2}{h_{2x} \sin^2\theta_x} \quad (16)$$

En conséquence, en utilisant les équations (16) et (13), la loi de conservation de quantité de mouvement projeté dans une direction parallèle à la ligne de séparation permet d'écrire:

$$\frac{Q_{ey}^2}{b^2 h_{2x} \sin^2\theta_x} - \frac{Q_{ey}^2}{b^2 h_{1y} \tan\theta_x \tan\gamma} - \frac{Q_{ey}^2}{b^2 h_{1y}} = \frac{gh_{1y}^2}{2} - \frac{gh_{2x}^2}{2} \quad (17)$$

Le modèle *T2r1b* permet de donc de calculer l'angle du ressaut oblique  $\beta_x$  et l'angle de déviation  $\theta_x$  pour des configurations de Type II régime 1 en résolvant les équations (6), (8), (12), (14), (15) et (17).

Les données nécessaires à l'utilisation de ce modèle sont les caractéristiques de l'écoulement majoritaire ( $Q_{ex}$  et  $h_{ex}$ ) à l'entrée de la jonction et le débit dans la branche amont minoritaire  $Q_{ey}$ . De plus, tout comme pour le Type III, si l'écoulement est uniforme dans la branche amont majoritaire, les caractéristiques de l'écoulement en entrée de jonction sont les conditions normales mais si le régime uniforme n'est pas atteint avant d'accéder à la jonction, la détermination des conditions limites d'entrée doit être faite en entrée de jonction.

La combinaison des modèles *T2r1b* et *T2r1a* forme donc le modèle *T2r1* apte à prédire la distribution des débits dans les branches aval en fonction des caractéristiques des écoulements amont.

### Validation expérimentale

Les configurations expérimentales en Type II régime 1 sont au nombre de 89 et sont résumées dans le Tableau III. 4.

Pentes des canaux	$S_1 : S_x=S_y=1\%$	$S_2 : S_x=S_y=3\%$	$S_3 : S_x=S_y=5\%$	$S_4 : S_x=5\%_S_y=1\%$
Nombre de données	3	14	49	23

Tableau III. 4 : Configurations de validation du modèle  $T2r1$

Les valeurs de débit de sortie de la jonction calculées à l'aide du modèle analytique  $T2r1$  sont comparées aux mesures de débit en sortie du dispositif expérimental sur la Figure III. 31. On note que l'erreur atteint 20% pour certains points mais que globalement l'accord est satisfaisant sans aucun calage ni ajustement autre que la loi de fermeture (12).

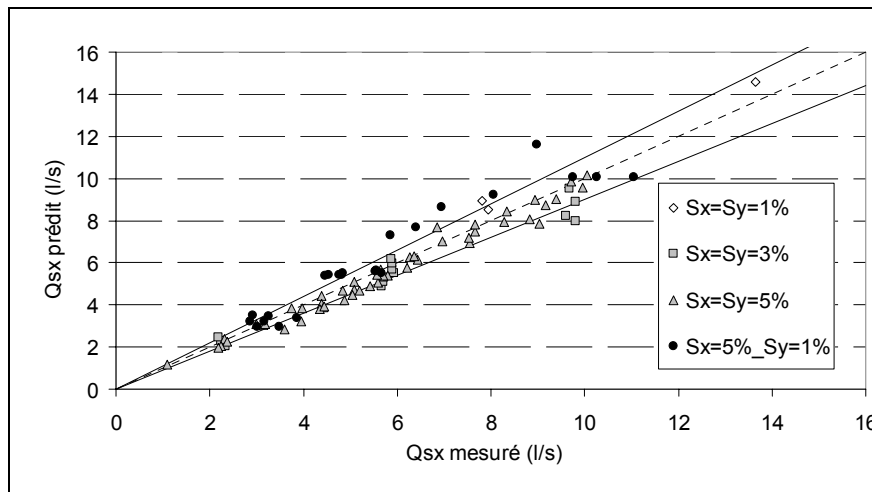


Figure III. 31 : Comparaison entre les débits de sortie prédits (modèle  $T2r1$ ) et mesurés  $Q_{sx}$ . (—)=lignes à  $\pm 10\%$

Lors de l'application du modèle  $T2r1$ , l'angle du ressaut  $\beta_x$  est calculé par le modèle  $T2r1b$ . Il est alors possible de vérifier les capacités de ce modèle à prédire la valeur de cet angle en le comparant à l'angle mesuré pour l'ensemble des configurations de Type II avec la configuration de pente  $S_1$  (Figure III. 32). Les configurations de Type II régime 1 correspondent seulement aux cas où  $\beta_x > 45^\circ$ . Sachant que l'incertitude de mesure des angles de ressaut était environ de  $\pm 2.5^\circ$ , la Figure III. 32 montre que le modèle  $T2r1b$  est suffisamment précis pour rendre compte de la structure d'écoulement en Type II à partir des caractéristiques des écoulements amont.

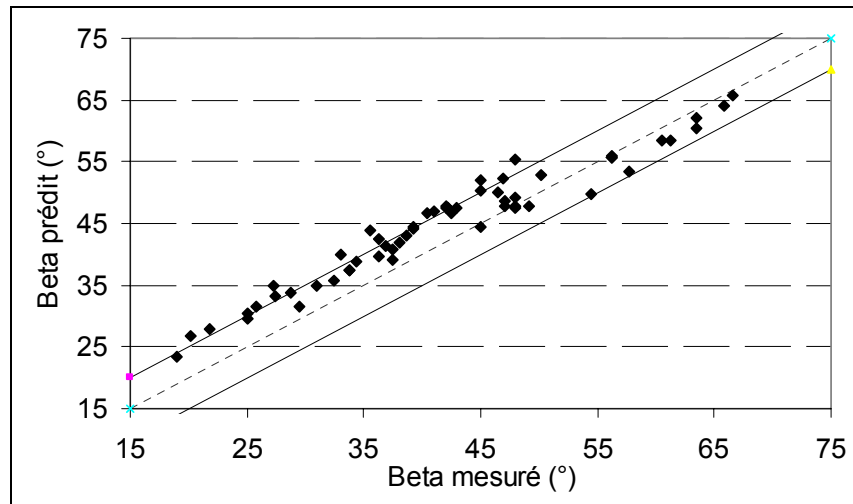


Figure III. 32 : Comparaison entre l'angle  $\beta_x$  mesuré et prédit par le modèle T2r1b en Type II (—)=lignes à  $\pm 5^\circ$

*b. Modèles analytiques T2r3 (Type II régime 2 et régime 3)*

Nous avons vu aux paragraphes IV.4.a et IV.4.b, que deux régimes ont lieu en Type II lorsque la déviation est suffisamment faible pour que l'angle du ressaut oblique  $\beta_x$  soit inférieur à  $45^\circ$ . Il s'agit du Type II régime 3 pour lequel le développement de jet et donc l'onde de dépression sont libre au sein de la jonction et le Type II régime 2 pour lequel ces structures sont influencées par le ressaut oblique à proximité du coin C.

En Type II régime 3, le débit de sortie latéral  $Q_{sy}$  n'est donc aucunement influencé par le débit d'entrée minoritaire  $Q_{ey}$  et dépend seulement des caractéristiques de l'écoulement majoritaire amont :  $Q_{ex}$  et  $h_{ex}$  (Rivière N. and Perkins R.J., 2004). Par contre en Type II régime 2, l'écoulement  $Q_{sy}$  doit être influencé par le ressaut oblique et donc par l'écoulement amont minoritaire  $Q_{ey}$  mais cette influence n'est pas connue. Le modèle développé par (Rivière N. and Perkins R.J., 2004) est alors appliqué afin de calculer la répartition des débits dans les branches aval en Type II régime 3 puis nous vérifions s'il peut aussi s'appliquer aux configurations de Type II régime 2. Par ailleurs, la détermination du régime d'écoulement entre le régime 2 ou 3 peut être effectuée simplement par les relations données aux paragraphes IV.4.a et IV.4.b

**Description du modèle T2r3**

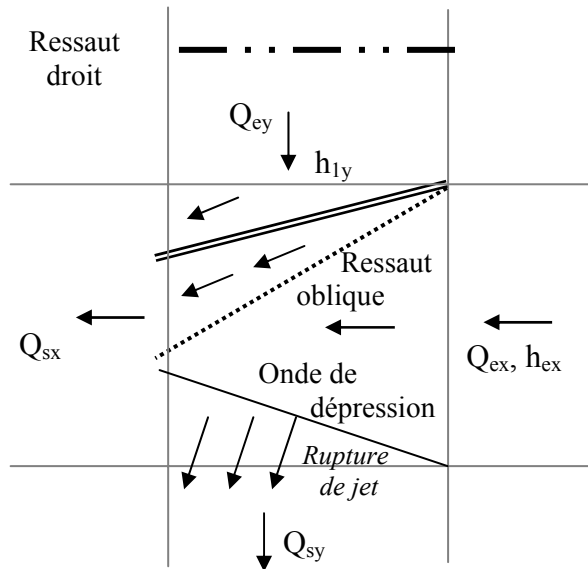


Figure III. 33 : Structure d'écoulement en Type II régime 3.

Le modèle développé par (Rivière N. and Perkins R.J., 2004) utilise l'analogie entre le développement de jet torrentiel (Figure III. 33) et une rupture de barrage afin de prédire le débit atteignant la branche aval perpendiculaire à l'axe de l'écoulement d'entrée  $Q_{sy}$ . La formule proposée par les auteurs et adaptée à notre cas d'étude est alors simplement:

$$Q_{sy} = Q_{ex} \frac{8}{27Fr_x} \quad (18)$$

Les seules données nécessaires à l'utilisation de l'équation sont donc simplement les caractéristiques de l'écoulement majoritaire torrentiel ( $Q_{ex}$  et  $h_{ex}$ ) en entrée de jonction.

### Validation expérimentale du modèle T2r3 en Type II régime 2 et régime 3

Les 73 configurations expérimentales mesurées en Type II régime 2 et régime 3 sont présentées dans le Tableau III. 5 :

Configuration de pente	S <sub>2</sub> : S <sub>x</sub> =S <sub>y</sub> =3%	S <sub>3</sub> : S <sub>x</sub> =S <sub>y</sub> =5%	S <sub>4</sub> : S <sub>x</sub> =5%,S <sub>y</sub> =1%
Nombre de données expérimentales	8	59	6
% d'Erreur Moyenne E.M.	3.53	0.64	0.95

Tableau III. 5 : Configurations expérimentales de Type II régime 2 et Type II régime 3 avec

$$E.M. = \frac{\sum Abs(Q_{sxprédit} - Q_{sxmesuré})}{n} \text{ où } n \text{ est le nombre de configurations.}$$

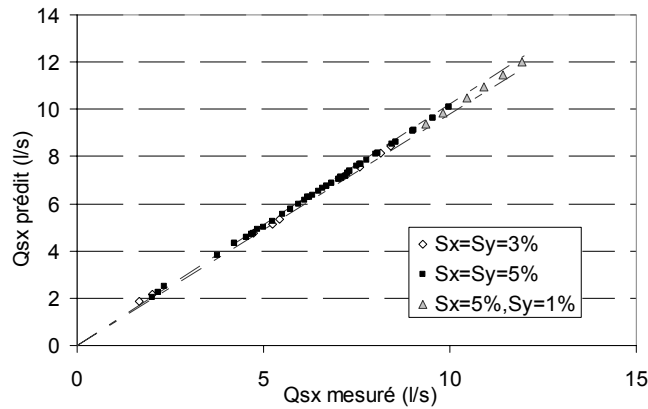


Figure III. 34 : Comparaison entre les débits de sortie majoritaires  $Q_{sx}$  mesurés et prédits à l'aide du modèle  $T2r3$  (Eq.18); (---) = ligne à  $\pm 2\%$ .

La Figure III. 34 présente la comparaison des débits aval majoritaires calculés avec le modèle  $T2r3$  et mesurés expérimentalement pour les écoulements en Type II régime 2 et Type II régime 3 avec trois configurations de pente. On peut noter que les précisions du modèle  $T2r3$  sont identiques pour la prédiction des débits de sortie en Type II régime 2 et Type II régime 3. Cela vérifie donc l'hypothèse que l'écoulement  $Q_{ey}$ , non pris en compte dans l'équation (18) n'a aucune influence sur l'écoulement  $Q_{sy}$  en Type II régime 3 et que cette influence, si elle existe est minime en Type II régime 2.

En revanche, le modèle  $T2r3$  ne fournit aucune information sur les angles de ressaut et de déviation au sein de la jonction. Néanmoins, le modèle  $T2r1b$  peut être utilisé à cette fin et la Figure III. 32 montre la qualité de prédiction de l'angle de ressaut oblique en Type II régime 2 et régime 3 (angles  $\beta_x$  inférieurs à  $45^\circ$ ). On note que l'erreur de prédiction de cet angle est relativement faible avec une surestimation moyenne de  $5^\circ$  de l'angle prédit par rapport à l'angle mesuré. La raison de cette surestimation n'a pu être déterminée. En conclusion, la Figure III. 32 montre les capacités du modèle  $T2r1b$  à prédire le régime d'écoulement 1, 2 ou 3 au sein du Type II.

### 3) Modèle de répartition de débit en Type I

En Type I, les deux écoulements atteignent la jonction en régime fluvial avec des hauteurs d'eau inconnues, fortement liées aux écoulements ayant lieu dans la jonction. Ainsi, une fois que les écoulements amont ont traversé les ressauts droits dans les branches amont, la situation devient analogue à une jonction en régime fluvial avec des conditions de sortie libres. Aucun modèle analytique n'a pu être obtenu dans cette configuration d'écoulement. En effet, bien que la littérature traitant des jonctions d'écoulements en régime fluvial est plus



importante que celle traitant des jonctions d'écoulements en régime torrentiel (cf Annexe III), aucun modèle simple de prédiction de la distribution des débits à une séparation d'écoulements en fluvial ne nécessitant pas d'information sur les écoulements aval n'a été mis en œuvre à ce jour même pour une jonction à 3 branches. Le développement d'un modèle prédictif de répartition de débit en Type I semble donc être hors de portée des travaux présentés dans cette thèse mais pourra faire l'objet de travaux plus approfondis par la suite.

Expérimentalement, le Type I n'a pu être rencontré que pour une configuration de pente  $S_l$ . En utilisant l'analyse dimensionnelle proposée par (Rivière N. et al., 2005) pour présenter les résultats expérimentaux, nous obtenons une relation empirique de forme :  $\frac{Q_{sy}}{Q_{ex}} = f\left(\frac{Q_{ey}}{Q_{ex}}\right)$  avec les pentes  $S_x = S_y = 1\%$  sur la Figure III. 35.

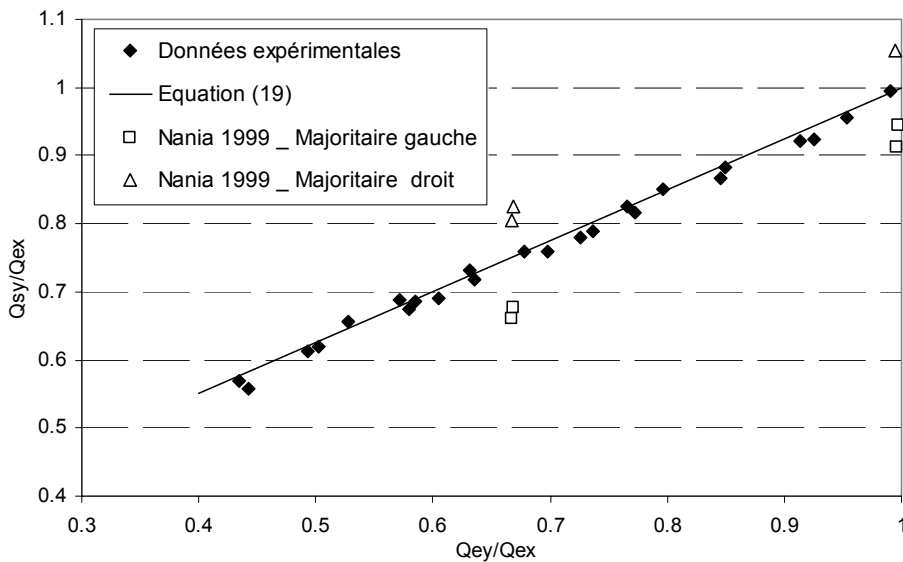


Figure III. 35 : Relation empirique de répartition des écoulements en Type I:  $Q_{sy}/Q_{ex}$  en fonction de  $Q_{ey}/Q_{ex}$  et données de validation de (Nania L. S., 1999).

On observe une tendance linéaire entre le rapport de débit de sortie suivant la branche 'y' divisé par le débit d'entrée suivant 'x' et le rapport de débit d'entrée suivant 'y' divisé par celui suivant 'x' :

$$\frac{Q_{sy}}{Q_{ex}} = 0.75 \frac{Q_{ey}}{Q_{ex}} + 0.25 \quad (19)$$

L'équation (19) constitue donc la relation empirique *T1* qui respecte bien la condition de symétrie : si  $Q_{ex} = Q_{ey}$  alors  $Q_{sx} = Q_{sy}$ .

Les seules données nécessaires à l'utilisation de cette relation sont donc les débits des deux écoulements considérés ( $Q_{ex}$  et  $Q_{ey}$ ). Dans le cas d'un régime permanent, cette relation est simple à appliquer mais dans le cas d'un écoulement en régime fortement transitoire, la mesure du débit doit être effectuée à la section amont de la jonction.

### Validation expérimentale

La validation de la relation (19) à partir de données d'autres études s'avère particulièrement intéressante surtout afin de vérifier si cette relation est dépendante de la géométrie du dispositif. Cependant, à notre connaissance, les seules données de validation disponibles sont celles de (Nania L. S., 1999) en Type I obtenues avec les mêmes pentes que celles utilisées ici :  $S_x=S_y=1\%$ . Les données de cet auteur sont donc de même positionnées sur le graphique de la Figure III. 35. Pour deux couples de débits d'entrée ( $Q_{ex}$  ;  $Q_{ey}$ ) avec le même ratio  $Q_{ex}/Q_{ey}=0.66$ , l'auteur a réalisé deux séries de mesure : l'une avec le débit amont majoritaire sur le canal d'entrée de gauche et l'autre avec le débit amont majoritaire sur le canal de droite. Une fois remis sous la forme  $Q_{ex} > Q_{ey}$ , les résultats devraient être exactement identiques ; néanmoins, on remarque sur la Figure III. 35 que ce n'est pas le cas même si les couples de point sont centrés autour de la relation empirique proposée. Les autres données de l'auteur disponibles en Type I concernent des configurations  $Q_{ey}/Q_{ex}=1$  dont les débits de sortie devraient être égaux, mais qui ne le sont pas bien que les débits aval soient centrés autour de la valeur théorique  $Q_{sx}=Q_{sy}$ . Au final, on note que les données expérimentales de (Nania L. S., 1999) ne sont pas parfaitement maîtrisées mais que globalement elles valident la relation empirique *TI* constituée par l'équation (19).

Cependant, cette équation n'est à priori valide que pour une configuration où les deux pentes valent 1%. Enfin nous présentons dans le Tableau III. 6 les mesures de répartition de débit obtenues sur nos expériences. Les notations utilisées sont celles présentées sur la Figure III. 3.

<b>Q<sub>ex</sub> (l/s)</b>	<b>h<sub>ex</sub> (cm)</b>	<b>Q<sub>ey</sub> (l/s)</b>	<b>h<sub>ey</sub> (cm)</b>	<b>Q<sub>sx</sub> (l/s)</b>
5.04	2.13	4.99	2.13	5.02
4.27	1.92	4.07	1.84	4.26
6.48	2.52	6.00	2.39	6.49
4.99	2.11	4.56	2.00	4.95
5.98	2.39	5.08	2.13	5.78
6.50	2.52	5.50	2.26	6.37
5.06	2.13	4.03	1.85	4.78

6.50	2.52	5.02	2.13	6.21
6.53	2.52	4.99	2.13	6.13
5.49	2.24	4.04	1.84	5.20
7.06	2.64	5.12	2.13	6.68
6.47	2.52	4.51	1.99	6.06
5.94	2.37	4.03	1.84	5.46
7.09	2.64	4.50	1.99	6.51
9.03	3.07	5.7	2.26	8.13
5.04	2.13	3.05	1.54	4.61
8.51	2.96	4.98	2.11	7.65
8.48	2.98	4.91	2.13	7.67
9.09	3.07	5.19	2.17	8.03
8.52	2.96	4.49	1.98	7.41
5.04	2.13	2.53	1.37	4.45
7.06	2.62	3.48	1.69	6.21
9.00	3.09	3.98	1.85	7.97
4.52	1.99	1.96	1.19	3.92

*Tableau III. 6 : Mesures des débits dans les branches amont et aval de la jonction en Type I sur notre modèle physique avec des pentes symétriques de 1%.*

#### **4) Limites d'utilisation des modèles analytiques**

Les modèles analytiques et empiriques ont montré leurs capacités à prédire les structures d'écoulement et/ou les répartitions de débits dans les conditions du modèle physique en régime permanent. Il faut cependant déterminer les limites d'application de ces modèles.

Tout d'abord, nous avons vu lors de la description expérimentale des écoulements que si une déviation est légèrement supérieure à la déviation maximale, le ressaut oblique ne peut se développer librement mais que le détachement du ressaut n'est pas suffisant pour qu'un ressaut droit ait lieu. Le ressaut devient donc intermédiaire entre un ressaut dit "oblique" et un ressaut dit "droit". Le régime de l'écoulement est alors intermédiaire entre deux régimes répertoriés dans la typologie. Or aucun modèle analytique n'a été développé pour les régimes de transition : a) transition entre le Type III et le Type I, b) Transition entre le Type II et le Type III, c) Transition entre le Type II et le Type I.

De plus, si les pentes des branches aval ne sont pas suffisamment fortes (proche de l'horizontale), il se peut que des conditions limites aval empêchent le développement libre des structures répertoriées dans ce chapitre. Dans le cas d'une limitation forte de l'écoulement au

sein d'une des branches aval, il se peut que l'écoulement à la jonction soit même totalement noyé. Pour continuer, dans l'ensemble des configurations d'écoulement répertoriées dans ce chapitre, les nombres de Froude des écoulements amont étaient suffisamment forts pour que les structures d'écoulement ne se rejoignent pas au centre de la jonction. Or dans le cas d'un Type II, si l'angle de l'onde de dépression et l'angle du ressaut oblique  $\beta$  sont grands et que l'intersection de ces deux structure a lieu au centre de la jonction, cela peut modifier totalement la structure d'écoulement dans la partie aval de la jonction et fausser les résultats des modèles analytiques.

Par ailleurs, ces modèles ne s'appliquent bien sûr que si deux écoulements perpendiculaires se rencontrent au sein d'une jonction à quatre branches. Néanmoins, dans le cas d'une confluence à trois branches, la loi de conservation de la masse doit permettre de prédire la répartition de débit de manière adéquate et dans le cas d'une division à trois branches, le modèle développé par (Rivière N. and Perkins R.J., 2004) doit permettre de prédire la répartition des écoulements dans les branches aval. Par ailleurs, dans le cas d'une jonction de 5 branches ou plus, une forte adaptation des modèles présentés ici doit avoir lieu. Il en est de même d'une jonction à 4 branches où les largeurs des branches sont différentes les unes des autres ou si les angles ne valent pas tous  $90^\circ$ .

Une autre limite d'utilisation de ces modèles est d'ordre topographique. Dans l'hypothèse d'une jonction à topographie complexe avec des sections de rue non planes et une jonction non horizontale, les modèles analytiques risquent de ne pouvoir prédire correctement la répartition des débits aval.

Enfin, les modèles ont été mis en œuvre et testés exclusivement en régime permanent, rien n'indique qu'ils seront toujours valables dans le cas d'un écoulement en régime suffisamment transitoire.

## **VI. Méthode de prédiction des types d'écoulement**

Nous avons donc mis en œuvre 3 modèles analytiques et une relation empirique permettant de prédire à partir des caractéristiques des écoulements amont, la répartition des écoulements dans les branches aval et dans le cas du Type II et du Type III, la structure des écoulements au sein de la jonction (Tableau III. 7).

	<b>Données prédites</b>	<b>Configurations d'utilisation</b>
Modèle $T3$ ( $T3a + T3b$ )	Distribution de débit + Structure d'écoulement	Type III

Modèle $T2r1b$	Structure d'écoulement	Type II régimes 1, 2 et 3
Modèle $T2r1$ ( $T2r1a + T2r1b$ )	Distribution de débit + Structure d'écoulement	Type II régime 1
Modèle $T2r3$	Distribution de débit	Type II régimes 2 et 3
Relation $T1$ avec $S_x=S_y=1\%$	Distribution de débit	Type I

*Tableau III. 7 : Tableau bilan des modèles analytiques : structures prédites et configurations adaptées à leur utilisation*

Nous proposons désormais une méthode permettant à partir des données des écoulements amont de prédire le type d'écoulement qui aura lieu au sein de la jonction ; le modèle analytique correspondant pouvant être bien entendu appliqué dans un deuxième temps.

1) Tout d'abord, l'utilisateur vérifie si **deux** ressauts obliques peuvent se développer dans la jonction en appliquant le modèle  $T3$ . Si ce modèle converge vers une solution, cela signifie que selon les lois d'(Ippen A.T., 1951), les deux déviations sont inférieures aux déviations maximales et que donc l'écoulement est en Type III.

2) Si le modèle  $T3$  ne converge pas, l'utilisateur vérifie alors si **un** ressaut oblique peut se développer au sein de la jonction. Cela se fait en appliquant le modèle  $T2r1b$  en considérant alternativement chacun des deux écoulements d'entrée comme majoritaire. Si le modèle  $T2r1b$  converge, il renseigne alors sur la valeur de l'angle de ressaut prédite. Si cet angle est supérieur à  $45^\circ$ , l'écoulement est en Type II régime 1, sinon, il est soit en Type II régime 2, soit en Type II régime 3. Pour savoir auquel de ces deux régimes l'écoulement correspond, l'utilisateur peut calculer l'angle de l'onde de dépression avec l'axe de l'écoulement principal et vérifier si le ressaut oblique dont l'angle vient d'être calculé intersecte cette onde au sein de la jonction ou non.

3) Finalement si le modèle  $T2r1b$  ne converge pas, cela signifie qu'aucun ressaut oblique ne peut se développer au sein de la jonction et qu'ainsi l'écoulement se trouve en Type I.

## **Conclusion**

Une typologie d'écoulement a pu être identifiée dans le cas où deux écoulements torrentiels avec des nombres de Froude suffisamment forts se rencontrent au sein d'une jonction à quatre branches à angles droits. Les grands types d'écoulements ont été notés Types I, Type II et Type III à la suite de la classification débutée par (Nania L. S. et al., 2004). La principale différence entre ces écoulements est la localisation et la nature des ressauts hydrauliques qui

elles-même dépendent de l'angle de déviation des deux écoulements et des angles de déviation maximum prédits par les lois d'(Ippen A.T., 1951). Ainsi, le Type I correspond à une configuration où deux ressauts droits apparaissent dans les branches amont et l'écoulement dans la jonction est fluvial ; le Type II à une configuration où un ressaut oblique a lieu dans la jonction et un ressaut droit dans la branche amont minoritaire et le Type III correspond à une configuration où deux ressauts obliques ont lieu dans la jonction. En outre, lors de l'identification des différents processus de répartition des débits, le Type II a été découpé en 3 régimes selon que la répartition des écoulements dans les branches aval est régi seulement par la rupture de jet latérale de l'écoulement principal (régime 3), par la rupture de jet principalement (régime 2) ou par la déviation de l'écoulement principal (régime 1). On remarque d'ailleurs que le passage entre la prédominance des deux processus (déviation de l'écoulement principal et rupture de jet) est progressif. Ainsi si en Type II régime 2 et 3 ( $\beta < 45^\circ$ ), la rupture de jet est fortement prédominante, en Type II régime 1 ( $\beta > 45^\circ$ ), lorsque le ressaut oblique a un angle faiblement supérieur à  $45^\circ$ , les deux processus ont le même poids puis lorsque  $\beta$  augmente la déviation seule est la source principale du débit aval latéral.

Dans le but de développer des modèles analytiques utilisant la loi de conservation de quantité de mouvement, nous nous sommes appuyés sur les structures d'écoulement principales responsables de la distribution des débits. Ainsi, en Type II régime 2 et 3, le modèle de développement du jet développé par (Rivière N. and Perkins R.J., 2004) a pu être validé lorsque la rupture de jet s'avère être le processus dominant la répartition des débits dans la jonction. De même en Type III et en Type II régime 1, le modèle de (Greated C.A., 1968) a été complété et adapté à notre configuration expérimentale dans le cas où la déviation de l'écoulement amont majoritaire s'avère être le processus prédominant de la répartition des débits aval. Enfin, en Type I, lorsque l'écoulement au sein de la jonction est fluvial, les processus sont plus délicats à modéliser comme le montrent les nombreux essais de prédiction de modélisation présents dans la littérature. Notre approche s'est donc limitée à l'élaboration d'une relation empirique.

Pour résumer, nous avons mis en évidence les structures prédominantes de la distribution des écoulements en carrefour (la ligne de déviation, les ressauts hydrauliques, la rupture de jet) et les modèles basés sur ces structures et les caractéristiques des deux écoulements aux sections d'entrée de la jonction semblent adaptés à la prédiction de répartition des écoulements. Cela tend à dire que les paramètres de frottement et de viscosité turbulente dans la jonction semblent avoir peu d'influence sur ces écoulements.

Nous avons désormais une bonne connaissance des processus et de la typologie des écoulements au sein des jonctions de canaux en régime torrentiel. De plus, au cours de la campagne expérimentale, nous avons pu récolter un grand nombre de données de répartition de débit et de mesures de caractéristiques des écoulements. L'étape suivante est donc de vérifier si le code bidimensionnel utilisé au Chapitre II pour simuler les inondations urbaines permet de représenter ces structures d'écoulements et de prédire la répartition des débits aux carrefours.

## Chapitre IV : Calcul des écoulements expérimentaux à l'aide du code 2D

### Introduction

L'objectif de ce chapitre est de vérifier les capacités du code *Rubar20* (code de calcul résolvant les équations de Saint-Venant bidimensionnelles et présenté au Chapitre II) à simuler les écoulements qui se développent dans les jonctions de canaux, dans les conditions expérimentales présentées au Chapitre III, c'est à dire lorsque les écoulements amont sont en régime torrentiel. Cette vérification s'organise alors autour de trois aspects : la prédiction des structures d'écoulement observées, le calcul des champs de hauteur d'eau dans la jonction et enfin le calcul de répartition des débits dans les branches aval. La comparaison des écoulements calculés par le code 2D avec les écoulements mesurés expérimentalement dans des conditions maîtrisées à la fois au niveau de la géométrie du domaine et des conditions hydrauliques (conditions limites, frottement au fond...) est en effet particulièrement adaptée afin de caractériser précisément les capacités du code de calcul à modéliser les écoulements.

La répartition des débits dans les branches aval et les caractéristiques des écoulements prédits par le code dans une configuration de référence sont alors, dans un premier temps, comparées avec les caractéristiques correspondantes des écoulements mesurés expérimentalement. Dans un deuxième temps, l'influence de différents paramètres sur la qualité de simulation de ces écoulements est vérifiée, les principaux paramètres testés étant la formule de frottement et la densité de maillage utilisées.

Pour ce qui concerne les travaux rencontrés dans la littérature traitant de la modélisation numérique d'écoulements dans des jonctions, les seules références disponibles semblent concerner des écoulements en régime fluvial dans des jonctions ou bifurcations à trois branches. Ainsi, (Khan A.A. et al., 2000) et (Shettar A.S. and Murthy K. K., 1996) utilisent des modèles numériques résolvant les équations de Saint Venant 2D avec différents modèles de turbulence afin de calculer les écoulements qui apparaissent à des bifurcations et jonctions (pour le premier auteur cité) et à des bifurcations seules pour le deuxième. Ces auteurs montrent alors que les codes de calculs permettent de bien représenter la distribution des débits dans les branches aval en bifurcation, les vitesses moyennées sur la verticale, les dimensions des zones de recirculation mesurés expérimentalement. Cependant, des erreurs apparaissent lors du calcul de la distribution de vitesse dans la branche latérale. Pour leur part, (Huang et al., 2002) utilisent un modèle tridimensionnel afin de modéliser les écoulements



mesurés dans une jonction à angle droit et montrent que la majorité des détails des structures d'écoulements sont bien représentées par le code de calcul.

## I. Mise en place du modèle numérique

Le code de calcul utilisé est *Rubar20* qui est décrit dans le Chapitre II avec, dans un premier temps un jeu de paramètres qui constitue la configuration dite "de référence" présentée ci-dessous. Outre le choix des formules de frottement et de la densité de maillage explicitées ci-dessous, les autres paramètres numériques sélectionnés seront ceux recommandés par le concepteur du code de calcul *Rubar20* ; ces paramètres ont été utilisés avec succès par exemple dans (Mignot E. and Paquier A., 2003a) ou (Mignot E. and Paquier A., 2003b).

### 1) Choix de la formule de frottement pour le cas de référence

L'ensemble de l'installation étant composé de verre, le coefficient de frottement de Manning-Strickler correspondant aux caractéristiques du matériau est  $K \approx 100 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$  lorsque l'écoulement est en régime turbulent rugueux (avec  $K$  le coefficient de Strickler). De plus, le matériau étant très lisse, la taille caractéristique des aspérités  $K_s$  est très faible, assimilé à  $K_s = 5.10^{-5} \text{ m}$  soit  $5.10^{-2} \text{ mm}$ .

Le régime d'écoulement qui se développe à la jonction dans les conditions expérimentales est vérifié en analysant les résultats d'un premier calcul d'écoulement en régime permanent approximatif (proches de l'écoulement mesuré expérimentalement). La formule de *Colebrook-White* (Equation 8 du Chapitre II) est alors utilisée pour calculer la valeur du coefficient de frottement de Darcy  $f$  en chaque maille de la jonction en fonction de la hauteur d'eau et vitesse d'écoulement locale calculée. Le diagramme de *Moody* (Figure II.1), montre alors que l'écoulement se situe majoritairement entre la zone de régime turbulent lisse et la zone intermédiaire entre les régimes turbulents rugueux et lisse. En effet les valeurs de  $2h/Ks$  (en remplaçant  $Rh$  par  $h$ ) calculées en chaque maille s'échelonnent de 500 à 2000 pour un nombre de Reynolds local  $Re$  compris entre 50 000 et 150 000. Comme nous l'avons rappelé au Chapitre II, l'utilisation de la formule (10) du Chapitre II (Yen, 2002) permet de calculer la valeur du Strickler équivalent dans chaque maille de façon explicite donc plus rapidement qu'en utilisant la formule de *Colebrook-White*. La comparaison des coefficients de Strickler équivalents dans la jonction calculés à partir de ces deux formules (8) et (10) du Chapitre II montre une erreur moyenne de 0.23% dans la jonction, prouvant ainsi que la formule (10) du

Chapitre II (Yen, 2002) est adaptée pour calculer le coefficient de frottement local dans ces conditions expérimentales, elle est alors ré-écrite ci-dessous en équation (1) :

$$f = \frac{1}{4} \left[ -\log \left( \frac{K_s}{12R_h} + \frac{1.95x4^{0.9}}{R_e^{0.9}} \right) \right]^2 \quad (1)$$

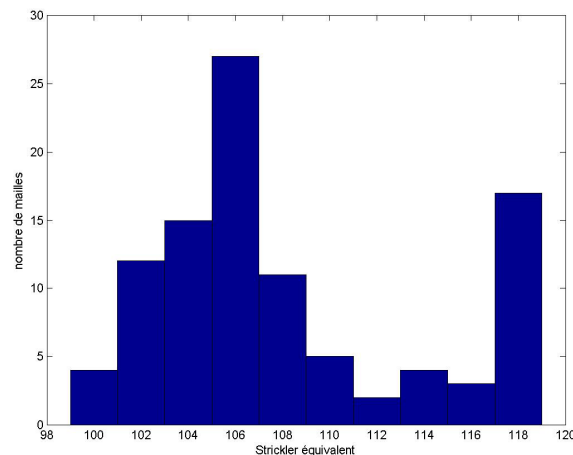
où  $R_h$  le rayon hydraulique est remplacé par la hauteur d'eau  $h$ .

L'équation (1) sera donc utilisée pour calculer en chaque maille et à chaque pas de temps le frottement local dans la configuration de référence. Le coefficient de Strickler équivalent étant obtenu à partir de l'équation (7) du Chapitre II ré-écrite ci-dessous en équation (2) :

$$K = \sqrt{\frac{\delta g}{R_h^{1/3} f}} \quad (2)$$

où  $R_h$  le rayon hydraulique est remplacé par la hauteur d'eau  $h$ .

La Figure IV. 1 montre alors que le coefficient de Strickler équivalent obtenu par les relations (1) et (2) pour une configuration expérimentale en régime permanent est assez irrégulier sur la jonction et qu'il ne peut être considéré constant en temps et en espace sur la jonction.



*Figure IV. 1 : Histogramme des coefficients de Strickler équivalents calculés dans la jonction par la formule (1) pour une configuration expérimentale calculée avec le code 2D.*

## **2) Choix du modèle de turbulence pour le cas de référence**

Le modèle de turbulence utilisé par défaut est un modèle très simplifié qui prend en compte une diffusion turbulente constante sur l'ensemble du domaine d'étude quelles que soient les conditions d'écoulement locales (cf Chapitre II). Dans un premier temps, un coefficient de diffusion nulle  $\nu=0 \text{ m}^2\text{s}^{-1}$  sera considéré.

### 3) Autres paramètres de la configuration de référence

La densité de maillage retenue pour la configuration de référence correspond à une densité généralement utilisée dans la littérature pour modéliser des événements réels d'inondation. Il s'agit d'un maillage régulier à mailles carrées de taille caractéristique  $dx=dy=3\text{cm}$  : le maillage comprend ainsi 10 mailles de calcul par section de canaux et donc 100 mailles dans la jonction.

Les conditions limites amont imposées sur les sections d'entrée des canaux amont sont simplement le débit fixé expérimentalement et la hauteur normale établie par la vanne guillotine (cf. Chapitre III). Les conditions limites aval sont des conditions de sortie libre qui n'influent pas sur les écoulements dans la jonction étant donné que les écoulements sont en régime torrentiel aux sorties du domaine. Par ailleurs, le pas de temps utilisé est adapté directement par le code afin de conserver un nombre de Courant maximal égal à 0.5 tout au long du calcul (Equation 6 du Chapitre II). Par ailleurs, la valeur du paramètre de Van Leer choisi sera de 0.6 (valeur usuelle du code de calcul considéré).

Initialement, le domaine est considéré comme sec et le calcul est lancé durant 30 à 60 secondes de calcul (30s pour les configurations de pentes fortes et 60s pour des pentes plus faibles) afin que l'écoulement puisse converger vers un écoulement permanent (soit avec une variation des débits de sortie est inférieur à 0.1 l/s).

## II. Qualité de prédiction des écoulements par le code 2D

L'analyse des capacités du code 2D à représenter les écoulements est effectuée à partir de deux types de résultats expérimentaux : d'une part les mesures de champs de hauteur d'eau et d'autre part les mesures des caractéristiques des ressauts et de répartition des débits.

### 1) Rappel des données expérimentales disponibles

Lors de l'étude expérimentale globale ayant eu lieu au LMFA entre 2001 et 2004, deux groupes de configurations ont été étudiés : des configurations comprenant 2 canaux d'entrée  $Q_{ex}$  et  $Q_{ey}$  et 2 de sorties  $Q_{sx}$  et  $Q_{sy}$  comme présentées au Chapitre III et des configurations considérant 1 canal d'entrée  $Q_{ex}$  et 3 canaux de sortie provenant de (Rivière N. and Perkins R.J., 2004).

Pour ce qui concerne les configurations à 1 entrée et 3 sorties, les données disponibles sont 32 mesures de distribution d'écoulement dans les 3 branches aval avec la configuration de pentes  $S_x=S_y=3\%$ .

Pour ce qui concerne les configurations à 2 entrées et 2 sorties, trois groupes de données sont disponibles :

- 5 champs de hauteurs mesurés et présentés au Tableau IV. 5 correspondant aux différents types d'écoulement observés expérimentalement.
- Les caractéristiques des structures d'écoulement (localisations de ressauts droits et angles de ressauts obliques) pour différentes configurations de pente.
- Un grand nombre de mesures de répartition de débit dans les deux branches aval pour plusieurs configurations de pentes.

## 2) Vérification des capacités du code à simuler le développement du jet

Nous avons vu au Chapitre III que le phénomène de développement d'un jet torrentiel a lieu dans la jonction dès lors qu'au moins un écoulement atteint la jonction en régime torrentiel (soit pour tous les types sauf le Type I). Dans un premier temps, nous vérifions donc que le code est apte à simuler ce processus hydraulique. Pour la configuration 1 entrée / 3 sorties, lorsque l'écoulement (en régime torrentiel) atteint la jonction, un jet torrentiel se développe dans l'axe de l'écoulement d'entrée et le développement latéral de ce jet induit par la suppression des parois latérales a lieu sur les deux côtés du jet (Figure IV. 2). Les deux débits latéraux induits par le développement du jet sont alors égaux du fait de la symétrie du problème dès lors que les écoulements dans les canaux latéraux n'influencent pas le développement du jet.

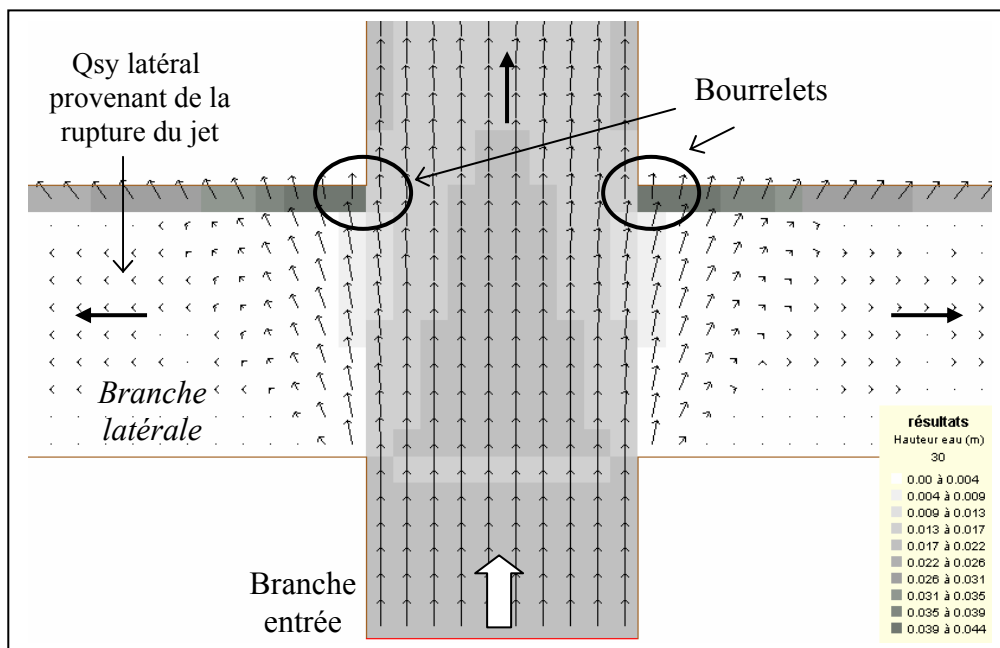


Figure IV. 2 : Vecteurs vitesse d'un écoulement caractéristique de configuration 1 entrée / 3 sorties avec le champ de hauteur d'eau en arrière plan

Les résultats présentés sont obtenus en calculant l'écoulement à l'aide de deux maillages réguliers de densité différente : le maillage de référence décrit au paragraphe précédent avec  $dx=dy=3cm$ , soit 10 mailles par section de rue et un maillage plus fin avec  $dx=dy=0.5cm$ , soit 60 mailles par section de rue.

L'écoulement étant symétrique, seul un des deux débits latéraux est comparé aux débits latéraux mesurés.

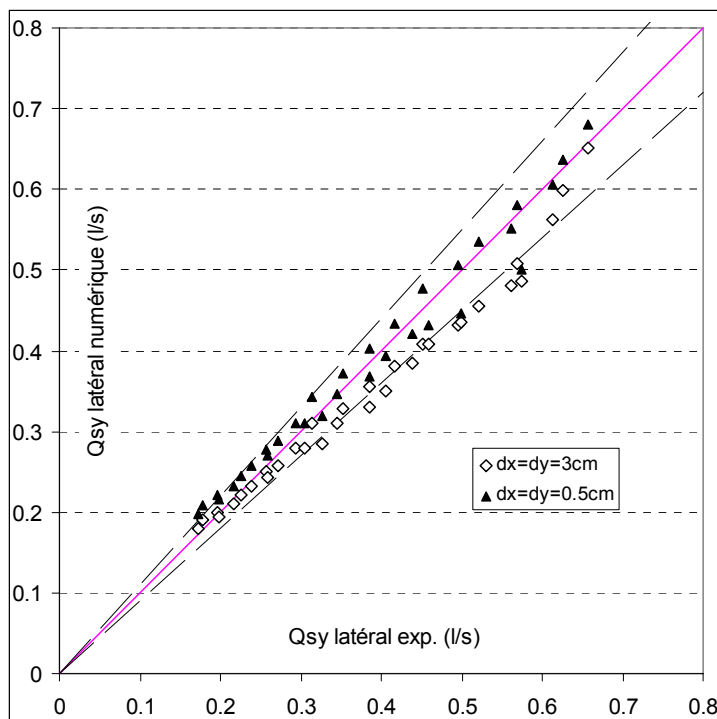


Figure IV. 3 : Comparaison des débits latéraux mesurés et calculés avec les deux densités de maillage dans la configuration 1 entrée / 3 sorties

La Figure IV. 3 confirme que la distribution de débit dans une configuration 1 entrée / 3 sorties est correctement prédite pour les deux densités de maillage utilisées. Cependant, un point important à relever est la sous-estimation du débit latéral obtenue avec le maillage le plus grossier ( $dx=dy=3cm$ ). Cette sous-estimation est due au fait que la taille des bourrelets présents au niveau des deux coins aval de la jonction ne peut être correctement estimée avec cette densité de maillage. En effet, le code de calcul positionne numériquement le bourrelet au

niveau d'une arrête entre deux mailles, or pour le maillage le plus grossier, la largeur du bourrelet vaut une maille selon le calcul alors qu'expérimentalement, le bourrelet est de taille légèrement inférieure. La taille du bourrelet est donc surestimée par le code, d'où la sous-estimation du débit latéral  $Q_{sy}$  prédit. Par contre, en utilisant un maillage plus fin, la forme du bourrelet est calculée avec plus de liberté, sa taille est affinée et le débit latéral est ainsi mieux prédit.

Nous avons donc vérifié que le code de calcul est apte à simuler proprement le développement latéral du jet dans la direction perpendiculaire à l'axe de l'écoulement d'entrée.

### **3) Qualité de prédiction de la répartition des débits dans les branches aval de la jonction**

Afin de vérifier que le code est capable de prédire la répartition des débits dans les branches aval d'une jonction, chacune des configurations expérimentales est modélisée à l'aide du code 2D en utilisant la configuration numérique de référence présentée précédemment. La liste des configurations expérimentales étudiées est présentée dans le Tableau IV. 1:

<b>Pentes : S<sub>x</sub> - S<sub>y</sub></b>	<b>Nombre de configurations</b>	<b>Types d'écoulements observés et mesurés</b>	<b>Mesures d'angles de ressauts obliques</b>	<b>Mesures de localisations de ressauts droits</b>
5%- 5%	113	Type II (3 régimes) & Quasi - Type III	63	37
3% - 3%	42	Interm Type I – Type III & Type II	0	0
1% - 1%	55	Type I & Type II (régimes 1 et 2)	0	43
5% - 1%	59	Type II (3 régimes)	0	42

*Tableau IV. 1 : Liste des configurations expérimentales pour lesquelles la répartition des débits dans les branches aval est mesurée expérimentalement*

#### *a. Qualité globale de prédiction de répartition de débit*

Les notations sont les mêmes qu'au Chapitre III :  $Q_{ex}$  et  $Q_{ey}$  sont les deux débits amont provenant des branches amont 'x' et 'y' respectivement. Le débit aval majoritaire  $Q_{sx}$  prédit par le calcul est comparé au débit majoritaire aval mesuré expérimentalement pour chaque configuration. Les résultats présentés sur la Figure IV. 4 en fonction des valeurs des pentes des canaux montrent que, de manière générale, la répartition des débits est correctement prédite par le code pour chacune des pentes étudiées.

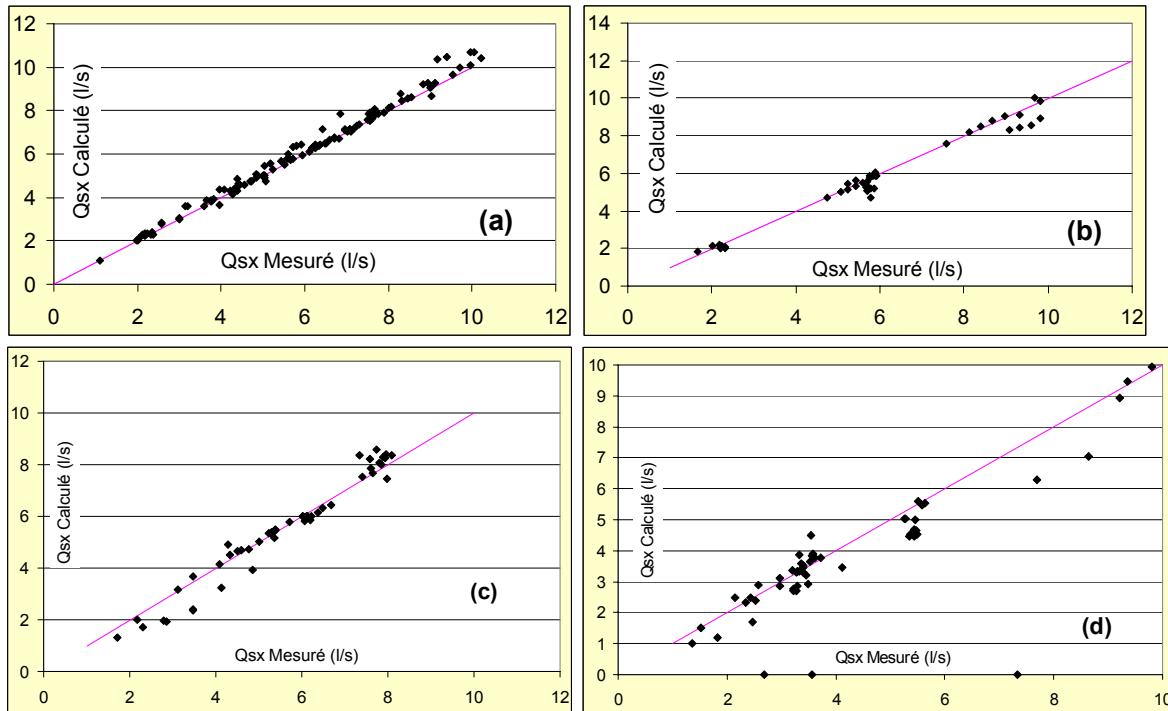


Figure IV. 4 : Comparaison des débits aval majoritaires  $Q_{sx}$  calculés et mesurés par configurations de pente : (a)  $S_x=S_y=5\%$ , (b)  $S_x=S_y=3\%$ , (c)  $S_x=S_y=1\%$ , (d)  $S_x=5\%_S_y=1\%$ ,

b. Présentation des indicateurs de qualité de simulation des répartitions de débit

Afin d'étudier plus finement les qualités de prédiction de la répartition des débits à la jonction par le code 2D, nous introduisons deux estimateurs de qualité :  $E_{QT}$  (estimateur de qualité de prédiction de répartition de débit) et  $E_{QXY}$  (estimateur de qualité de prédiction des débits dans les branches aval) comme suit :

✓  $E_{QT} = \left( \frac{Q_{sx_c} - Q_{sx_m}}{Q_t} \right)$  avec  $Q_{sx}$  le débit de sortie suivant l'axe 'x',  $Q_{sx_c}$  étant le débit  $Q_{sx}$  calculé et  $Q_{sx_m}$  le débit  $Q_{sx}$  mesuré.  $Q_t$  est le débit total mis en jeu ( $Q_t = Q_{ex} + Q_{ey}$ ). On peut alors noter que  $(Q_{sx_c} - Q_{sx_m}) = - (Q_{sy_c} - Q_{sy_m})$  avec  $Q_{sy}$  le débit de sortie suivant l'axe 'y'.

✓  $Abs(E_{QT})$  est simplement la valeur absolue de  $E_{QT}$ .

✓  $E_{QXY} = \max \left( abs \left( \frac{Q_{sx_c} - Q_{sx_m}}{Q_{sx_m}} \right); abs \left( \frac{Q_{sy_c} - Q_{sy_m}}{Q_{sy_m}} \right) \right)$ .

En appliquant deux des indicateurs précédents à l'ensemble des écoulements étudiés puis en les moyennant pour les 4 configurations de pente, il apparaît que l'erreur moyenne ne dépend

que peu des pentes des canaux. En effet, l'erreur moyenne est proche de  $Abs(E_{QT})=3\%$  pour les 4 configurations de pente, sauf pour  $S_x=5\%_S_y=1\%$  où l'erreur  $Abs(E_{QT})$  est légèrement plus forte. En ce qui concerne l'erreur d'estimation des débits dans les branches aval  $E_{QXY}$ , du fait de la formule utilisée, la valeur de l'erreur est fortement augmentée par rapport à  $E_{QT}$  car le débit aval minoritaire  $Q_{s_{y_m}}$  est plus faible que le débit total  $Q_T$ .

<b>Pentes</b>	<b>Abs(<math>E_{QT}</math>)</b>	<b><math>E_{QXY}</math></b>
<b>3% - 3%</b>	3.7 %	20.9 %
<b>5% - 5%</b>	2.5 %	16.3 %
<b>5% - 1%</b>	4.8 %	18.4 %
<b>1% - 1%</b>	3.1 %	11.1 %

Tableau IV. 2 : Valeurs des indicateurs de qualité de répartition des débits par le code 2D en fonction des configurations de pente des canaux

*c. Analyse de qualité de prédiction des débits et des caractéristiques des ressauts en fonction des configurations de pente et des types d'écoulement*

Comme nous l'avons montré au Chapitre III, la mesure expérimentale des angles des ressauts obliques s'effectue en repérant l'intersection entre le ressaut et une des deux sections de sortie de la jonction. Un calcul trigonométrique simple permet alors d'obtenir l'angle du ressaut oblique en le considérant parfaitement rectiligne. La mesure de l'angle du ressaut calculé par le code se fait de la même façon en déterminant l'alignement des mailles de fort gradient de hauteur et en localisant son point d'intersection avec les sections de sortie de la jonction.

**Etude de la configuration de pentes  $S_x=S_y=5\%$ .** (cas pour lequel les angles des ressauts obliques ont été mesurés expérimentalement)

Même si les angles de ressauts  $\beta$  s'avèrent bien estimés par le calcul sur la Figure IV. 5, ils sont systématiquement surestimés pour des angles faibles ( $< 45^\circ$ ) et systématiquement sous-estimés pour des angles forts ( $>50^\circ$ ). Ainsi, pour les configurations de Type III, les angles  $\beta$  sont sous-estimés et pour les configurations de Type II régime 2 et régime 3, ils sont surestimés. De plus, on remarque que la distance entre le ressaut droit présent dans la branche amont minoritaire et la section d'entrée de la jonction est surestimée par le code pour les faibles distances et est sous-estimée pour les fortes distances. Cela montre que le code a du mal à positionner les ressauts à proximité de la section d'entrée de la jonction : pour les ressauts légèrement détachés (Type II régime 1), leur éloignement de la jonction est surestimé



et pour les ressauts obliques à très grands angles (Type III), proche de l'angle maximal, cet angle est sous-estimé.

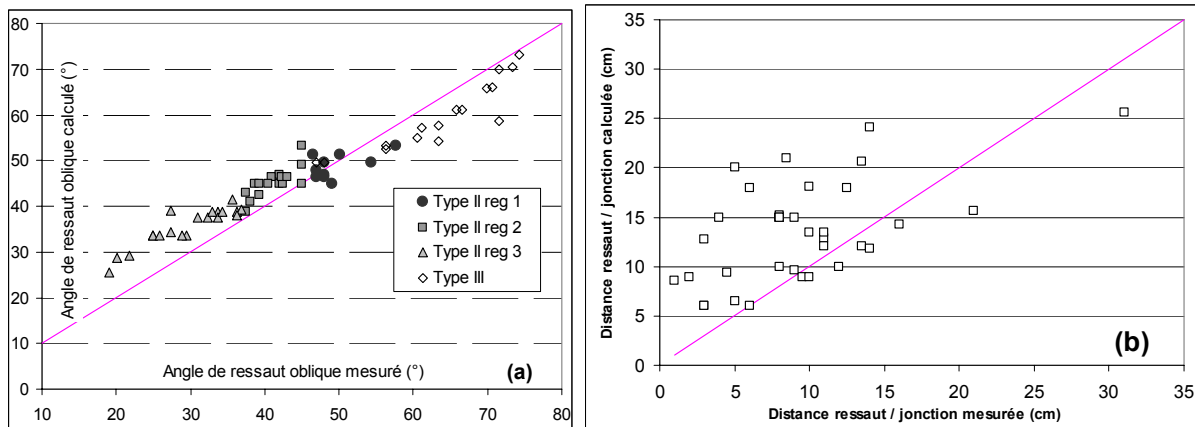


Figure IV. 5 : Comparaison des angles de ressaut oblique (a) et positionnement des ressauts droits (b) calculés par le code et observés expérimentalement pour les pentes  $S_x=S_y=5\%$ .

Pour ce qui est des calculs des débits dans les branches aval de la jonction (en fixant la condition  $Q_{ex} > Q_{ey}$ ), il apparaît sur la Figure IV. 6 que le débit aval majoritaire ( $Q_{sx}$ ) calculé est globalement surestimé quel que soit le type d'écoulement.

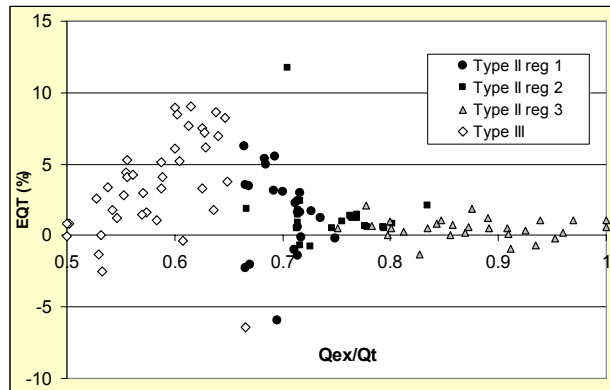


Figure IV. 6 : Erreurs  $E_{QT}$  de répartition des débits en fonction du type d'écoulement pour  $S_x=S_y=5\%$

Concernant les écoulements en Type II régime 3 (et les Type II régime 2 avec  $Q_{ex}/Q_t$  forts), nous avons montré au Chapitre III que le développement latéral du jet était le processus qui prédominait la répartition des débits et nous avons montré que ce jet était correctement modélisé par le code de calcul (cf paragraphe II.2). La répartition de débit est donc bien prédite dans ces configurations, malgré une légère surestimation de  $Q_{sx}$  que nous avons déjà rencontrée et expliquée pour les configurations 1 entrée / 3 sorties au paragraphe II.2.

Concernant les écoulements en Type III, l'angle du ressaut oblique de l'écoulement majoritaire est légèrement sous-estimé par le code (Figure IV. 5) et la Figure IV. 7 montre que

cela entraîne une sous-estimation du débit dévié vers la branche latérale  $Q_{sy}$ , ainsi  $Q_{sx\text{calculé}} > Q_{sx\text{mesuré}}$ .

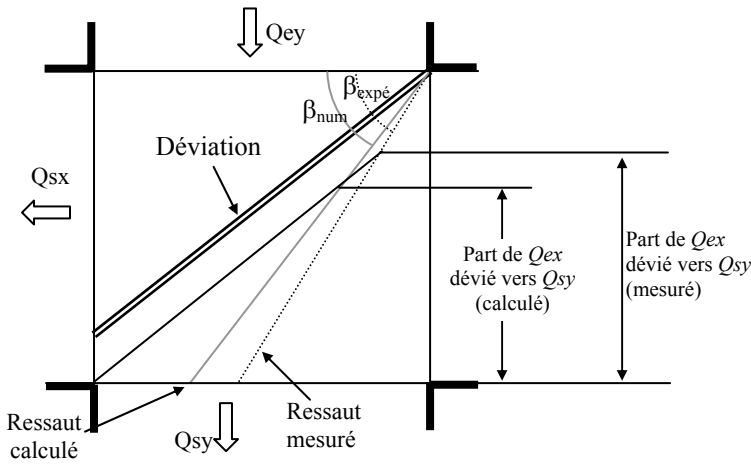


Figure IV. 7 : Effet de la sous-estimation du ressaut oblique  $\beta$  de l'écoulement majoritaire par le code sur le calcul de répartition des débits en Type III pour  $S_x=S_y=5\%$

Enfin, en Type II régime 1, aucune tendance majeure n'est observée, mais des erreurs de prédiction d'angle du ressaut oblique existent et entraînent des erreurs dans la distribution des débits.

**Etude de la configuration de pentes  $S_x=5\%$  -  $S_y=1\%$ .**

Ce cas semble intéressant du fait de la différence de pente des canaux dans les deux directions. Comme pour la configuration  $S_x=S_y=5\%$ , la Figure IV. 8 montre que la distance des ressauts à la jonction a tendance à être surestimée par le code dans la branche de forte pente. Par ailleurs, pour ce qui concerne les ressauts situés dans la branche y, ils peuvent devenir relativement instables numériquement alors qu'expérimentalement, ils sont plus stables. Le code alors tendance à surestimer leur distance à la jonction comme cela apparaît sur la Figure IV. 8

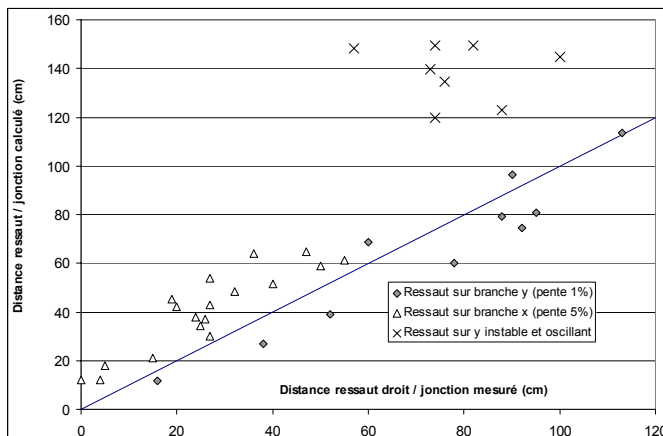


Figure IV. 8 : Comparaison des distances entre les ressauts droits et la jonction calculés par le code et observés expérimentalement pour les pentes  $S_x=5\%$ \_  $S_y=1\%$ .

Concernant la répartition des débits dans les branches aval, il apparaît sur la Figure IV. 9 que les tendances de surestimation et sous-estimation sont similaires, que l'écoulement majoritaire provienne du canal à forte pente ( $Q_{ex}$ ) ou à faible pente ( $Q_{ey}$ ). Nous nous limitons donc à l'étude des configurations où l'écoulement majoritaire provient de la branche amont 'x', soit  $Q_{ex} > 0.4Q_t$  :

En Type II régime 1 ( $Q_{ex} < 0.6 Q_t$ ),  $Q_{sx}$  est sous-estimé par le code.

En Type II régime 2 et régime 3 ( $Q_{ex} > 0.6 Q_t$ ), seule le développement latéral du jet a une influence sur la distribution des écoulements et les résultats sont nettement améliorés, malgré une légère surestimation de  $Q_{sx}$  déjà observée pour  $S_x=S_y=5\%$ .

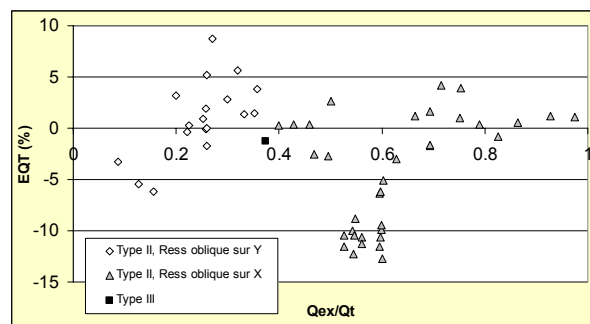


Figure IV. 9 : Erreurs  $E_{QT}$  de répartition des débits en fonction du type d'écoulement pour les configurations  $S_x=5\%$ \_  $S_y=1\%$

#### Etude de la configuration de pentes $S_x=S_y=1\%$ .

Pour cette configuration de faibles pentes des canaux, il apparaît sur la Figure IV. 10 que la distance entre les ressauts calculés et la jonction est légèrement sous-estimée par rapport aux mesures expérimentales.

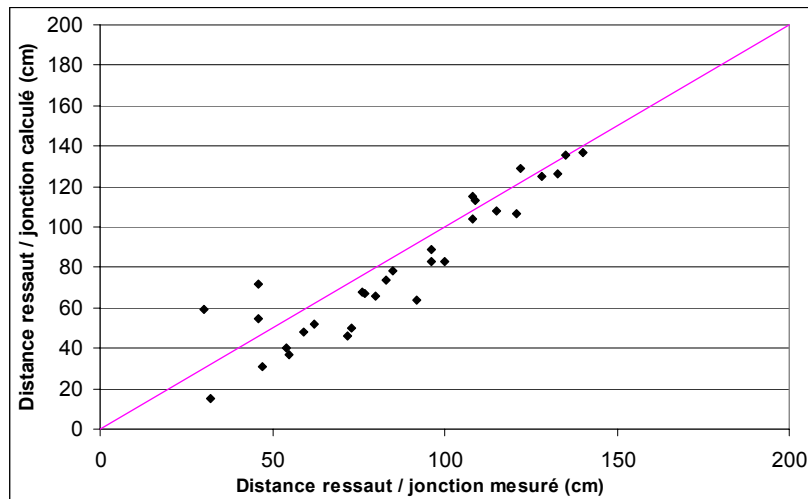


Figure IV. 10 : Comparaison des distances entre les ressauts droits et la jonction calculés par le code et observés expérimentalement pour les pentes  $S_x=S_y=1\%$ .

Pour ce qui est de la répartition des débits dans les branches aval, en Type I, en considérant  $Q_{ex} > Q_{ey}$ ,  $Q_{sx}$  est sous-estimé, montrant ainsi une tendance du code à trop homogénéiser la répartition des débits aval. Par contre, en Type II régime 1 (toujours avec  $Q_{ex} > Q_{ey}$ ),  $Q_{sx}$  est surestimé, ce qui tend à montrer que l'angle  $\beta$  du ressaut oblique est sous-estimé par le calcul. Cependant, le Tableau IV. 11 et la Figure IV. 19 montrent que cette surestimation de  $Q_{sx}$  est fortement réduite en augmentant le coefficient de frottement local. Nous verrons donc plus loin que dans cette configuration de faibles pentes, la formule (1) n'est peut-être pas la mieux adaptée pour calculer le frottement local.

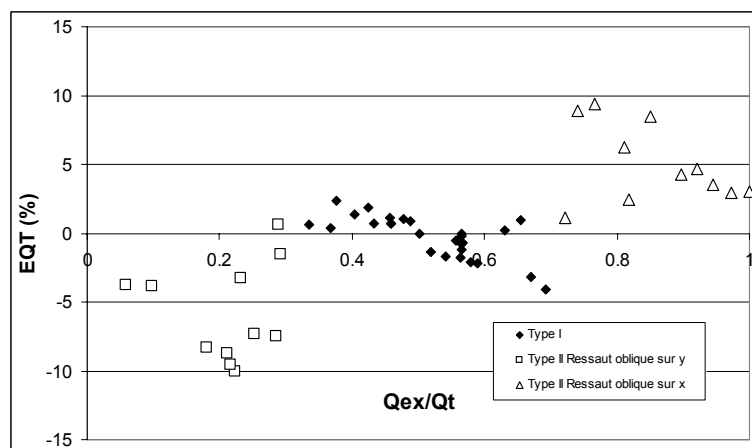


Figure IV. 11 : Erreurs  $E_{QT}$  de répartition des débits en fonction du type d'écoulement pour les configurations  $S_x=S_y=1\%$

**Etude de la configuration de pentes  $S_x=S_y=3\%$ .**

La Figure IV. 12 présente les valeurs d'indicateur de qualité de répartition des débits pour la configuration de pente  $S_x=S_y=3\%$ . Il apparaît que pour des configurations proches de la symétrie, une configuration intermédiaire entre le Type I et le Type III a lieu et semble être correctement estimée. Pour  $Q_{ex}/Q_t$  allant de 0.55 à 0.75, les écoulements sont en Type II régime 1 et  $Q_{sx}$  a tendance à être plutôt sous-estimé par le code. Enfin, pour  $Q_{ex}/Q_t > 0.75$ , les écoulements sont en Type II régime 2 et 3 et  $Q_{sx}$  est estimé de façon satisfaisante malgré une légèrement surestimation déjà observée pour les configurations  $S_x=S_y=5\%$  et  $S_x=5\%_S_y=1\%$ .

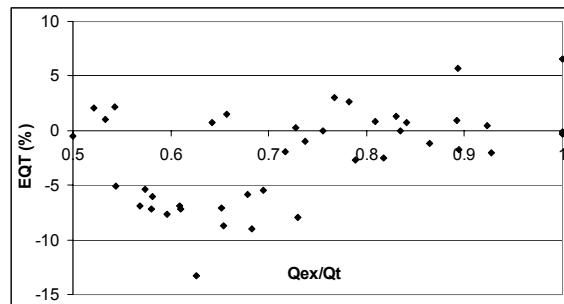


Figure IV. 12 : Erreurs  $E_{QT}$  de répartition des débits en fonction du type d'écoulement pour les configurations  $S_x=S_y=3\%$

d. Tableau récapitulatif

En définitive, il est possible de dresser le Tableau IV. 3 qui synthétise les tendances de surestimation ou sous-estimation des caractéristiques des ressauts et des répartitions de débit en considérant systématiquement  $Q_{ex} > Q_{ey}$  :

	Type I	Type II régime 1 ( $\beta > 45^\circ$ )	Type II régime 2 ( $\beta < 45^\circ$ )	Type II régime 3 ( $\beta < 45^\circ$ )	Type III ( $\beta > 45^\circ$ )
1% - 1%	Ress droits neutre $Q_{sx}$ sous-estimé	Ress droits neutre $Q_{sx}$ surestimé			
3% - 3%		$Q_{sx}$ sous-estimé	$Q_{sx}$ surestimé	$Q_{sx}$ surestimé	
5% - 5%		Beta neutre $Q_{sx}$ neutre	Beta surestimé $Q_{sx}$ surestimé	Beta surestimé $Q_{sx}$ surestimé	Beta sous-estimé $Q_{sx}$ surestimé
5% - 1%		$Q_{sx}$ sous-estimé	$Q_{sx}$ surestimé	$Q_{sx}$ surestimé	

Tableau IV. 3 : Récapitulatif des tendances d'estimation des angles de ressaut et répartitions des débits dans les branches aval pour l'ensemble des pentes et types d'écoulement étudiés.

En **Type I**, uniquement observé pour  $S_x=S_y=1\%$ , le débit dans la branche de sortie majoritaire est sous-estimé, montrant que le code a tendance à trop homogénéiser la répartition des débits aval. Cependant, le Tableau IV. 11 et la Figure IV. 19 montrent que

l'utilisation d'un coefficient de frottement plus fort ( $K=100 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$  dans ce cas) tend à améliorer les résultats pour cette configuration de pentes faibles.

En **Type II régime 2 et régime 3**, la répartition des débits est correctement estimée bien que la déviation de l'écoulement vers la branche minoritaire  $Q_{sy}$  soit légèrement sous-estimée. La cause semble être une difficulté de représentation précise de la taille du bourrelet à proximité du coin aval due à une densité de maillage trop faible (cf paragraphe II.2). En effet, sur la Figure IV. 22, une diminution de  $Q_{sx}$  est observée en Type II régime 2 et régime 3 en affinant le maillage (utilisation de M1 au lieu de M3).

En **Type II régime 1**, du fait de l'influence de l'angle du ressaut sur la déviation de l'écoulement majoritaire amont  $Q_{ex}$  vers l'écoulement minoritaire aval  $Q_{sy}$ , toute erreur d'estimation de l'angle du ressaut peut entraîner de fortes erreurs de calcul des débits aval. Il apparaît que les tendances ne sont pas toutes homogènes : le débit de sortie majoritaire  $Q_{sx}$  a tendance à être surestimé avec des faibles pentes (1%) et à être plutôt sous-estimé pour de plus fortes pentes. Il est intéressant de noter (Figure IV. 22), que l'utilisation d'un maillage plus dense (M1 ou M2 au lieu de M3 le maillage de référence) pour un écoulement de Type II régime 1 tend à augmenter le débit aval majoritaire  $Q_{sx}$  pour une configuration de fortes pentes. Il en va de même pour l'utilisation d'un frottement plus important sur le Tableau IV. 10. La densité de maillage et/ou le frottement utilisés pourraient donc être à l'origine de ces erreurs d'estimation des débits aval.

En **Type III**, nous avons montré au paragraphe c. que la légère sous-estimation d'angle du ressaut  $\beta$  calculé par le code entraîne une sous-estimation du débit latéral  $Q_{sy}$  et une surestimation du débit longitudinal  $Q_{sx}$  calculés.

En étudiant les valeurs des moyennes des indicateurs de qualité de prédiction de répartition de débit par type d'écoulement (Tableau IV. 4), on note que les erreurs les plus importantes concernent les types d'écoulement pour lesquels le (ou les) angle(s) de ressaut sont primordiaux (Type II régimes 1 et Type III). Par contre, la répartition des écoulements dans les configurations où les ressauts obliques n'ont pas lieu (Type I) ou n'ont pas d'influence sur la distribution des débits (Type II régime 2 et 3) sont mieux prédits par le code.

Type	Abs( $E_{QT}$ )	$E_{QXY}$
Type I	1.28 %	2.91 %
Type II régime 1	3.70 %	18.57 %

Type II régime 2	1.62 %	18.2 %
Type II régime 3	0.71 %	13.00 %
Type III	4.12 %	13.94%

*Tableau IV. 4 : Valeurs des indicateurs de qualité de distribution des débits par le code 2D en fonction des types d'écoulement*

#### **4) Capacités du code à calculer les champs de hauteur d'eau mesurés**

Les champs de hauteurs de 5 écoulements ont été mesurés expérimentalement et sont nommés "cas" au Chapitre III. Ces cas correspondent aux différents types d'écoulement formant la typologie présentée au Chapitre III. Leurs caractéristiques sont rappelées dans le Tableau IV. 5.

<b>Dénomination du cas</b>	<b>Qex (l/s)</b>	<b>Hex (cm)</b>	<b>Qey (l/s)</b>	<b>Hey (cm)</b>	<b>Pentes des canaux</b>	<b>Nb de points de mesure dans la jonction</b>	<b>Type d'écoulement correspondant</b>
C <sub>1</sub>	3.5	1.10	3.55	1.11	S <sub>x</sub> =S <sub>y</sub> =3%	274	Interm. Type I / III
C <sub>21</sub>	5.16	1.15	3.49	0.92	S <sub>x</sub> =S <sub>y</sub> =5%	260	Type II régime 1
C <sub>22</sub>	5.0	1.15	2.0	0.66	S <sub>x</sub> =S <sub>y</sub> =5%	227	Type II régime 2
C <sub>23</sub>	5.11	1.15	1.01	0.44	S <sub>x</sub> =S <sub>y</sub> =5%	260	Type II régime 3
C <sub>3</sub>	5.02	1.15	3.99	1.00	S <sub>x</sub> =S <sub>y</sub> =5%	253	Type III

*Tableau IV. 5 : Caractéristiques des champs de hauteur d'eau mesurés expérimentalement*

##### *a. Analyse précise d'un écoulement calculé avec le code 2D*

Les structures d'écoulement, tels les ressauts hydrauliques (droits et obliques), les lignes de déviation, les zones de recirculation et les bourrelets, rencontrées notamment dans (Ippen A.T., 1951) ou dans (Hager W. H., 1989) et présentées au Chapitre III de ce mémoire ont servi de base à l'élaboration des modèles analytiques. Afin de vérifier si ces structures peuvent bien être simulées par un code 2D, les 5 cas du Tableau IV. 5 sont calculés avec la configuration numérique de référence mais avec un maillage affiné (mailles carrées de 0.5 cm de côté). Les résultats, notamment les cartes de vecteurs vitesse et des nombres de Froude obtenues sont présentés en Figure AnnexeIV.1 et les résultats concernant le cas C<sub>22</sub> sont présentés en Figure IV. 13 et Figure IV. 14 et sont commentés ci-dessous.

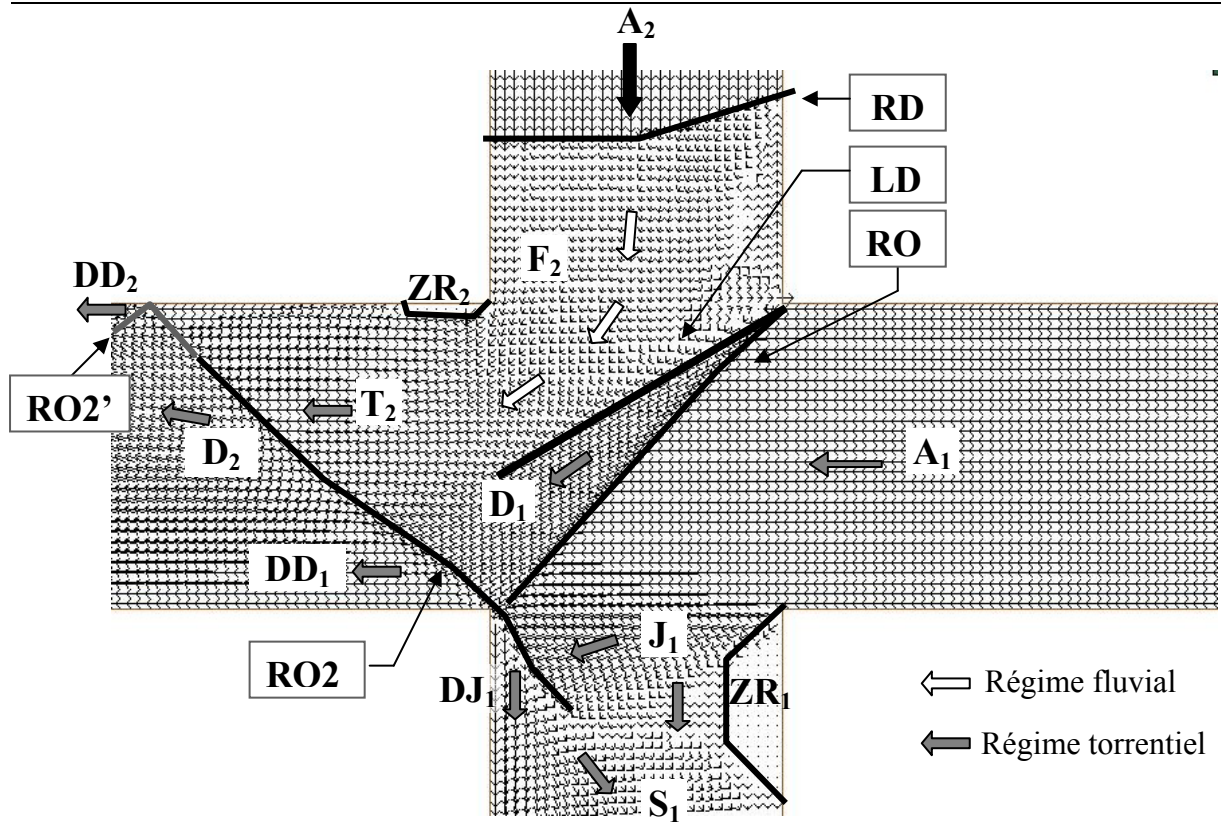


Figure IV. 13 : Vecteurs vitesses et structure de l'écoulement calculés pour le cas  $C_{22}$  en affinant le maillage



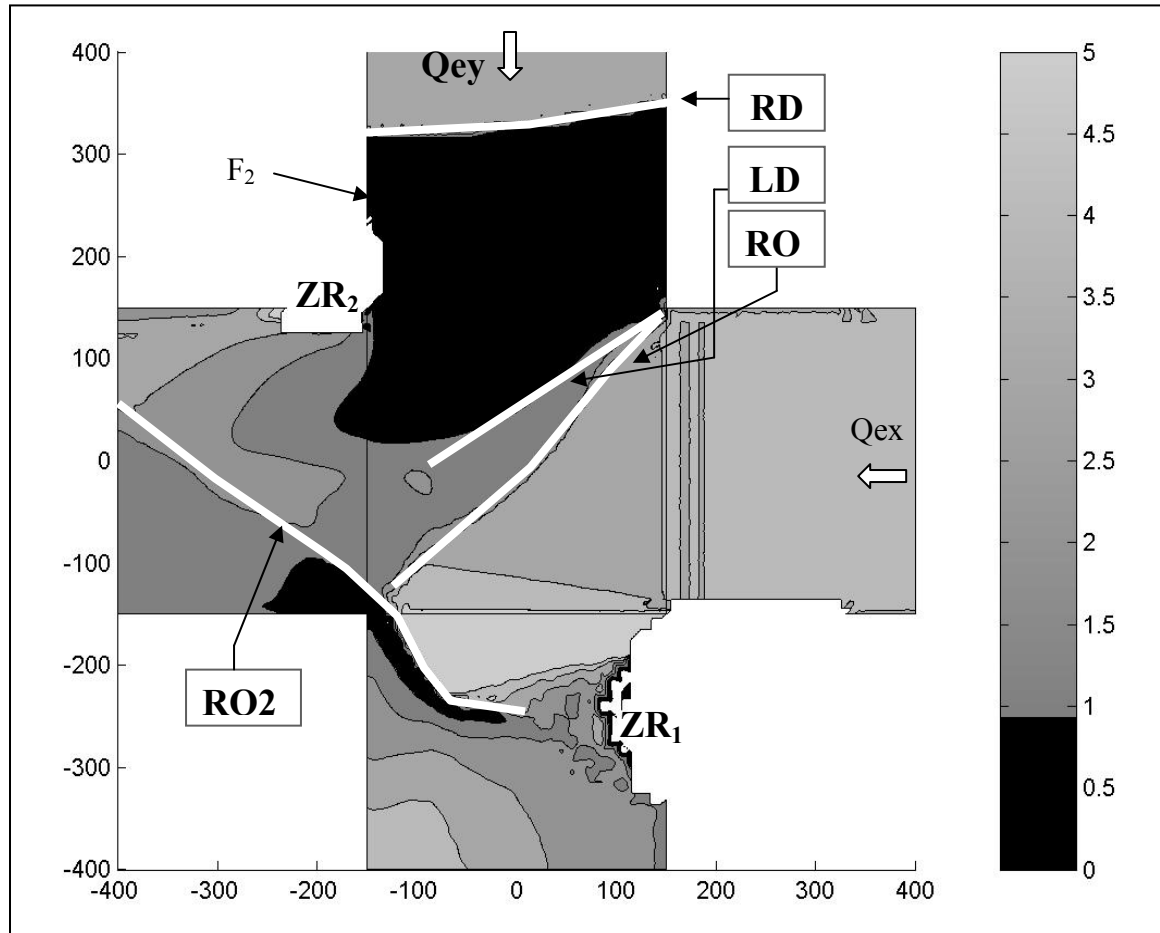


Figure IV. 14 : Carte des nombres de Froude dans la jonction calculés pour le cas  $C_{22}$  en affinant le maillage

Sur la Figure IV. 13, l'écoulement minoritaire amont  $A_2$  traverse le ressaut droit  $RD$  et passe ainsi en régime fluvial  $F_2$  (Figure IV. 14) avant d'atteindre la section d'entrée de la jonction. L'écoulement  $F_2$  tourne alors petit à petit jusqu'à atteindre au sein de la jonction la direction de la ligne de déviation  $LD$ . De son côté, l'écoulement majoritaire amont  $A_1$  uniforme atteint la section d'entrée de la jonction en régime torrentiel et traverse le ressaut oblique  $RO$  au sein de la jonction. L'écoulement ainsi dévié par  $RO$  devient  $D_1$  dont la direction est parallèle à  $LD$ . En outre, sur le bord aval (gauche) de l'écoulement  $A_1$ , un développement de jet a lieu et l'écoulement  $J_1$  est dévié vers la branche aval latérale. La direction oblique de l'écoulement  $J_1$  crée une zone de recirculation  $ZR_1$  sèche accolée à la paroi amont de cette branche latérale aval ;  $J_1$  peut alors tourner autour de cette zone sèche. Cependant de l'autre côté de cette branche,  $J_1$  est orienté vers la paroi et un ressaut oblique  $RO2$  doit avoir lieu pour que  $J_1$  se dévie en  $DJ_1$  parallèle à la paroi.

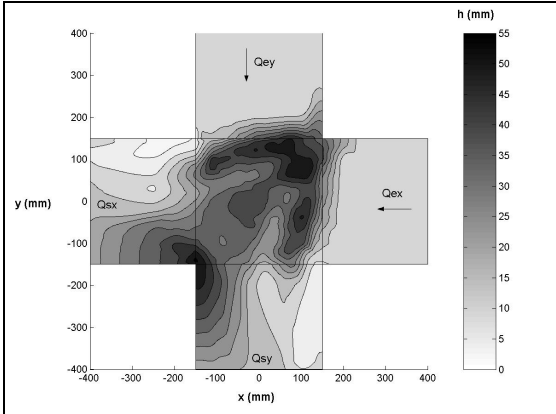
En ce qui concerne la branche aval majoritaire, l'écoulement  $F_2$  accélère en sortie de jonction et passe en régime torrentiel  $T_2$  en terminant sa rotation et atteignant une direction parallèle

aux parois de la branche aval. La rotation de  $T_2$  crée une légère zone de recirculation  $ZR_2$ . Par ailleurs,  $D_1$  se dirigeant vers la paroi de la branche aval doit traverser le ressaut  $RO2$  pour se dévier en  $DD_1$  et trouver une direction d'écoulement parallèle à la paroi.  $RO2$  oblige alors chaque fine tranche d'écoulement  $T2$  à se dévier vers la paroi opposée de cette branche aval en  $D_2$  mais alors  $D_2$ , orientée vers la paroi doit se dévier de nouveau en  $DD_2$  afin de retrouver une direction suivant la paroi grâce à la présence de  $RO2'$ . Ce nouveau ressaut qui n'est autre que la réflexion de  $RO2$  va alors exister de façon analogue jusqu'à la paroi opposée de la branche aval ; les réflexions successives des ressauts obliques vont perdurer sur une longue distance aval.

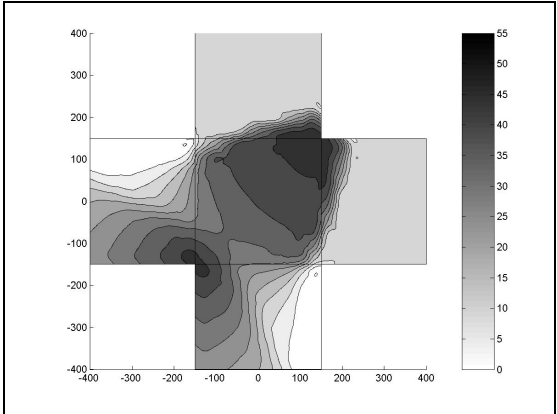
Une analyse similaire peut être faite pour chacun des types d'écoulement répertoriés, des processus hydrauliques analogues apparaissent alors et confirment l'analyse théorique des écoulements présentée au Chapitre III. Les écoulements calculés avec le code 2D correspondent donc bien aux descriptions expérimentales présentes dans (Hager W. H., 1989) suivant les travaux de (Ippen A.T., 1951) et confirment les hypothèses des modèles analytiques présentées au Chapitre III. Il reste désormais à vérifier les **concordances précises** des écoulements calculés et mesurés.

*b. Analyse qualitative des structures d'écoulements prédites par le code 2D*

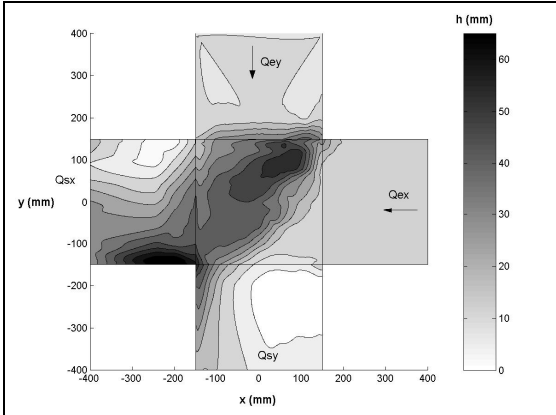
Les 5 cas du Tableau IV. 5 sont calculés numériquement à l'aide du code *Rubar20* avec la configuration de référence décrite au paragraphe I et une fois le régime permanent obtenu, les hauteurs d'eau prédites sont comparées aux hauteurs d'eau mesurées. Pour chacun des cas, un krigeage des hauteurs d'eau mesurées et calculées est effectué sur une grille fine donnée. Des lignes de niveau de hauteur d'eau sont alors tracées et entre ces lignes de niveau, les surfaces d'iso-hauteur sont renseignées par niveau de gris constant. La Figure IV. 15 présente les champs de hauteur d'eau mesurés et calculés de ces 5 cas.



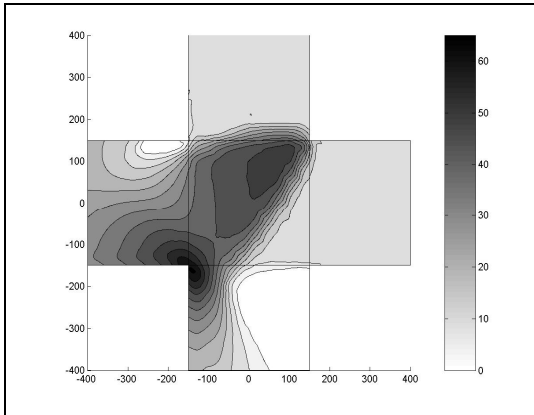
C<sub>1</sub> (a)



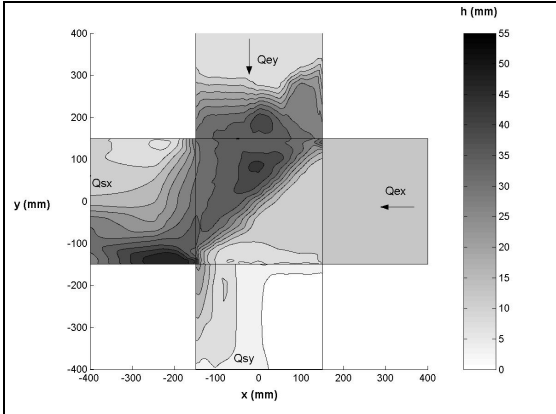
C<sub>1</sub> (b)



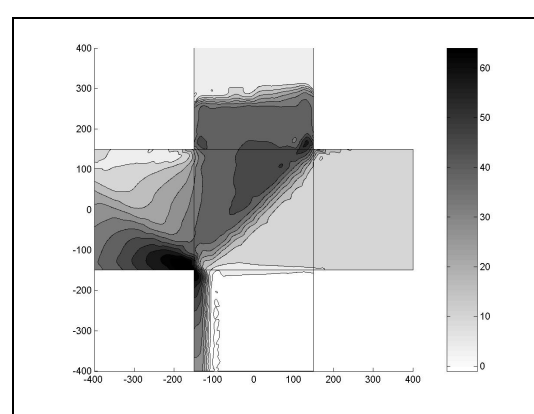
C<sub>21</sub> (a)



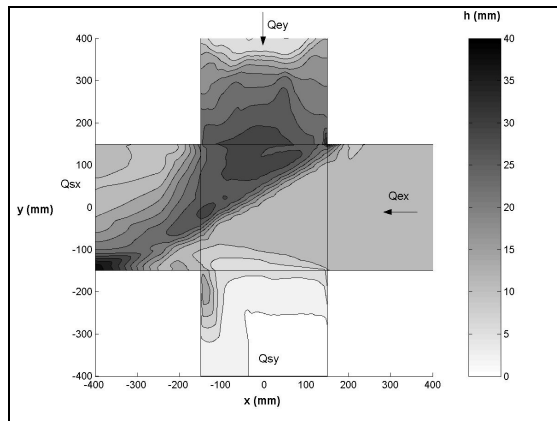
C<sub>21</sub> (b)



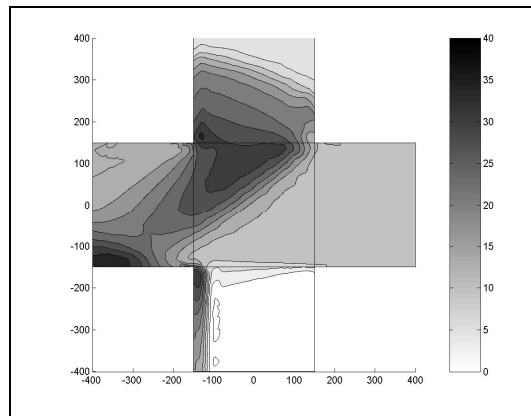
C<sub>22</sub> (a)



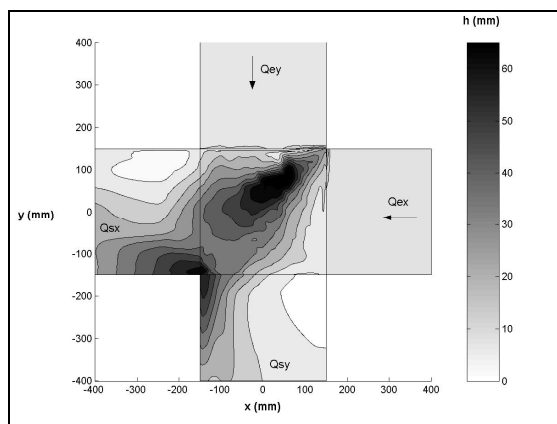
C<sub>22</sub> (b)



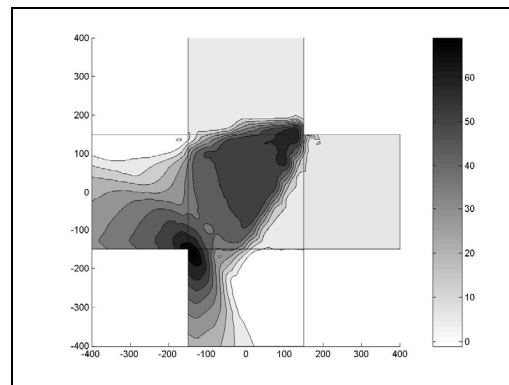
C<sub>23</sub> (a)



C<sub>23</sub> (b)



C<sub>3</sub> (a)



C<sub>3</sub> (b)

Figure IV. 15 : Champs de hauteurs d'eau mesurés (a) et calculés avec le code 2D (b) en mm pour chacun des 5 cas du Tableau IV. 5

Il apparaît sur la Figure IV. 15 que l'ensemble des structures observées expérimentalement est reproduit numériquement. En effet, à la fois les ressauts droits dans les branches amont, les ressauts obliques au sein de la jonction, les bourrelets à l'approche du coin aval de la jonction et les zones de recirculation sont clairement identifiés sur les résultats du calcul numérique. La localisation de ces structures est par ailleurs satisfaisante et l'on peut conclure qu'au premier ordre, le code est capable de simuler fidèlement les écoulements ayant lieu à la jonction.

Néanmoins, au second ordre, certaines différences entre écoulements prédits et mesurés apparaissent. Tout d'abord, on peut remarquer une trop grande simplification de l'écoulement calculé au sein de la jonction pour le cas C<sub>1</sub>. On remarque en effet que l'écoulement au sein de la jonction est fortement lissé alors que le champ de hauteurs d'eau mesuré expérimentalement est plus complexe et chahuté. De plus, le code semble présenter des

difficultés à représenter la forme du bourrelet situé à proximité du coin aval. Ainsi, pour tous les cas sauf le  $C_1$ , on aperçoit des différences de taille, forme ou localisation entre le bourrelet prédit et le bourrelet mesuré. Finalement, on note que la largeur du ressaut oblique prédit numériquement diffère de la largeur mesurée. Expérimentalement, plus l'angle du ressaut est important (plus la déviation est grande) et plus sa largeur est grande. Or il apparaît que lorsque la largeur du ressaut oblique expérimental est grande ( $C_1$ ,  $C_{21}$  et  $C_3$ ), cette largeur est fortement sous-estimée par le code. Par exemple, pour le cas  $C_3$ , la largeur du ressaut mesuré est d'environ 70 mm alors que la largeur du ressaut modélisé par le code est proche de 30 mm. Par contre, lorsque la largeur du ressaut oblique expérimental est faible ( $C_{23}$ ), elle est surestimée par le calcul numérique. La raison pour laquelle la largeur du ressaut oblique n'évolue que peu avec la valeur de son angle vient des limites de la méthode de modélisation des transitions entre les régimes torrentiel et fluvial par le code. En effet, cette méthode prédit un ressaut de largeur équivalente à la taille caractéristique des mailles (ici  $dx=30$  mm), ainsi les ressauts obliques sont tous de taille sensiblement identique quel que soit le cas simulé.

*c. Comparaisons statistiques des hauteurs d'eau prédites et mesurées*

Afin de comparer quantitativement les champs de hauteurs d'eau mesurés expérimentalement et calculés par le code de calcul 2D pour les 5 cas précédents on interpole tout d'abord, sur la grille des points de mesure expérimentaux, les 100 hauteurs d'eau calculées numériquement au centre des mailles de la jonction. Cette grille expérimentale est homogène sur la zone et présente de 220 à 280 points en fonction du cas (cf Tableau IV. 5). On peut alors comparer point par point les hauteurs d'eau mesurées et celles calculées puis interpolées. Cela permet alors d'obtenir la valeur de l'erreur de prédiction de hauteur  $dh$  correspondant à chaque point de mesure avec  $dh = h_{calculée} - h_{mesurée}$ . La moyenne de ces erreurs sur la jonction noté  $\overline{dh}$  est

calculée avec  $\overline{dh} = \frac{\sum dh}{n}$ ,  $n$  étant le nombre de points de mesure sur la jonction pour le cas

considéré. Enfin, l'erreur quadratique moyenne  $\varepsilon$  est obtenue avec  $\varepsilon = \sqrt{\frac{\sum (dh)^2}{n}}$ . Ces valeurs de comparaison des champs de hauteur d'eau sont présentées sur le Tableau IV. 6 pour les 5 cas.

Par ailleurs, des oscillations de hauteur d'eau apparaissent localement sur le modèle physique et donc les hauteurs d'eau expérimentales retenues et utilisées dans la Figure IV. 15 ne sont que les moyennes des valeurs mesurées sur 10 secondes avec une fréquence d'acquisition de 100 Hz. Ainsi, en analysant l'enregistrement brut des hauteurs d'eau instantanées, l'écart type

associé à chaque hauteur d'eau mesurée sur la jonction est calculé. La moyenne de ces écarts pour chacun des 5 cas d'écoulement étudié  $\sigma_{mes}$  est alors ajoutée en dernière colonne du tableau.

	$\overline{dh}$ (mm)	$\varepsilon$ (mm)	$\sigma_{mes}$ (mm)
C <sub>1</sub>	0.78	5.22	3.47
C <sub>21</sub>	0.63	4.92	2.55
C <sub>22</sub>	1.13	3.40	3.24
C <sub>23</sub>	0.96	2.92	0.98
C <sub>3</sub>	5.73	11.99	non disponible

Tableau IV. 6 : Qualité de prédiction des 5 champs de hauteur d'eau par le code 2D avec  $\overline{dh}$  la moyenne des erreurs de prédiction des hauteurs d'eau sur la jonction,  $\varepsilon$  l'erreur quadratique moyenne et  $\sigma_{mes}$  l'écart type d'oscillation des hauteurs d'eau mesurées

Les résultats du Tableau IV. 6 montrent que les hauteurs d'eau sont localement estimées avec une erreur moyenne de l'ordre de 1 mm et avec 3 à 10 mm d'écart. On note cependant que pour chaque cas, les hauteurs d'eau prédites par le calcul sont supérieures aux hauteurs d'eau mesurées et certaines différences claires apparaissent et sont détaillées ci-dessous.

Pour le cas C<sub>22</sub>, la surestimation moyenne du champ de hauteur d'eau calculé est fortement liée à une surestimation de la hauteur d'eau à proximité du coin aval où le bourrelet prédit atteint le coin de la jonction alors que le bourrelet mesuré expérimentalement est entièrement contenu dans la branche aval donc n'est pas pris en compte dans cette comparaison (Figure IV. 15). Cette erreur de positionnement du bourrelet provient d'une légère surestimation de l'angle de déviation et donc aussi de l'angle du ressaut par le code 2D.

Pour le cas C<sub>3</sub>, deux zones de forte surestimation des hauteurs d'eau par le code apparaissent à proximité des deux ressauts obliques. En effet, les ressauts obliques calculés par le code étant plus étroits que les ressauts obliques mesurés, l'augmentation de hauteur d'eau lors de la traversée du ressaut est plus rapide. Ainsi, même si la position du pied du ressaut est correctement estimée, une surestimation des hauteurs d'eau au niveau de la crête du ressaut mesuré a lieu. Pour le cas C<sub>21</sub>, le même phénomène a lieu mais est compensé par une erreur de prédiction de l'écoulement au centre de la zone qui tend à réduire fortement  $\overline{dh}$ .

d. Etude de stabilité de l'écoulement

Afin de vérifier la stabilité des écoulements prédits, la Figure IV. 16 présente l'évolution du débit latéral  $Q_{sy}$  calculé par le code durant les 100 premières secondes de calcul pour les écoulements cités précédemment.

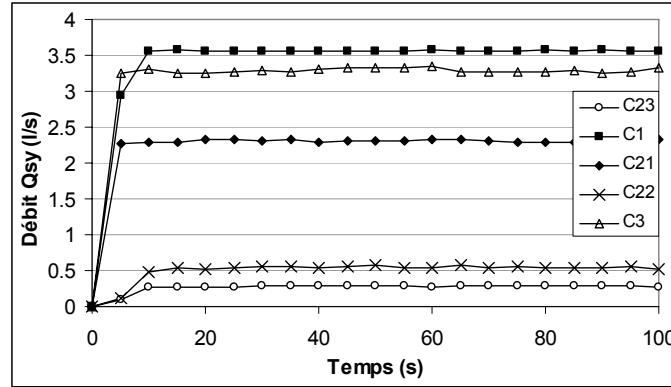


Figure IV. 16 : Evolution temporelle du débit latéral  $Q_{sy}$  à l'aval de la jonction pour les 5 cas étudiés

La variation temporelle des écoulements calculés est donc relativement faible, la variation moyenne des débits mesurés toutes les 5 secondes entre  $t=40$  secondes et  $t=100$  secondes  $dq'$  est en effet négligeable par rapport à la moyenne du débit  $q_{moyen}$ :

Nom du cas	C <sub>1</sub>	C <sub>21</sub>	C <sub>22</sub>	C <sub>23</sub>	C <sub>3</sub>
$dq'$ (l/s)	0.006	0.015	0.012	0.001	0.028

Tableau IV. 7 : Variation moyenne des débits latéraux calculés pour les 5 cas sur 60 secondes

avec  $dq' = \frac{\sum abs(dq)}{n}$  avec  $dq = q - q_{moyen}$

### III. Influence du coefficient de frottement sur les qualités de simulation

La formule de frottement utilisée jusqu'à présent dans ce chapitre est la formule (1) (Yen, 2002) comme présenté dans la configuration de référence. L'inconvénient majeur de l'utilisation de cette formule est que le coefficient de Strickler (ou Manning) local doit être recalculé à chaque instant en chaque maille en fonction de l'écoulement calculé au pas de temps précédent. L'objectif de ce paragraphe est alors de déterminer si un coefficient de

Strickler constant sur la zone peut être utilisé sans réduire la qualité de prédiction des écoulements.

**1) Analyse des coefficients de Strickler équivalents obtenus à partir des cartographies**

Une fois que l'écoulement permanent est atteint par le calcul, il est possible de relever le coefficient de Strickler équivalent au frottement local calculé par la formule (1) (Yen, 2002) en chaque maille. La Figure IV. 17 présente les cartographies de ce coefficient de frottement sur le domaine d'étude pour les 5 cas. Par ailleurs, en moyennant les valeurs des Strickler équivalents soit sur la zone d'étude globale (la jonction plus les quatre branches), soit sur les mailles de la jonction uniquement, soit enfin dans les branches amont uniquement (à la condition que les débits au sein de ces rues soient supérieurs à 2 litres par seconde), on obtient les résultats présentés dans le Tableau IV. 8.

<b>Cas étudié</b>	<b>C<sub>1</sub></b>	<b>C<sub>21</sub></b>	<b>C<sub>22</sub></b>	<b>C<sub>23</sub></b>	<b>C<sub>3</sub></b>
<b>K moyen (m<sup>1/3</sup>.s<sup>-1</sup>): zone étude</b>	114.4	115.8	107.9	144.2 *	116.2
<b>K moyen (m<sup>1/3</sup>.s<sup>-1</sup>): Jonction</b>	103	105	105	110	104
<b>K moyen (m<sup>1/3</sup>.s<sup>-1</sup>): Branches amont</b>	116	118	117	116.5	118

*Tableau IV. 8 : Coefficient de Strickler équivalent calculé pour les 5 cas en écoulement permanent.*

\* La valeur particulièrement élevée de coefficient de Strickler équivalent sur la zone calculée sur la configuration T2r3 provient du fait que la formule (1) (Yen, 2002) prédit un Strickler équivalent particulièrement élevé (et irréaliste ?) dans la branche de sortie minoritaire. On rappelle que l'écoulement dans la zone minoritaire en Type II régime 3 provient exclusivement de la rupture de jet, que ce débit est relativement faible et donc que les hauteurs d'eau sont particulièrement faibles. La valeur de  $K=144.2 \text{ m}^{1/3} \cdot \text{s}^{-1}$  n'est donc pas représentative du Strickler moyen sur la jonction et dans les quatre autres branches.



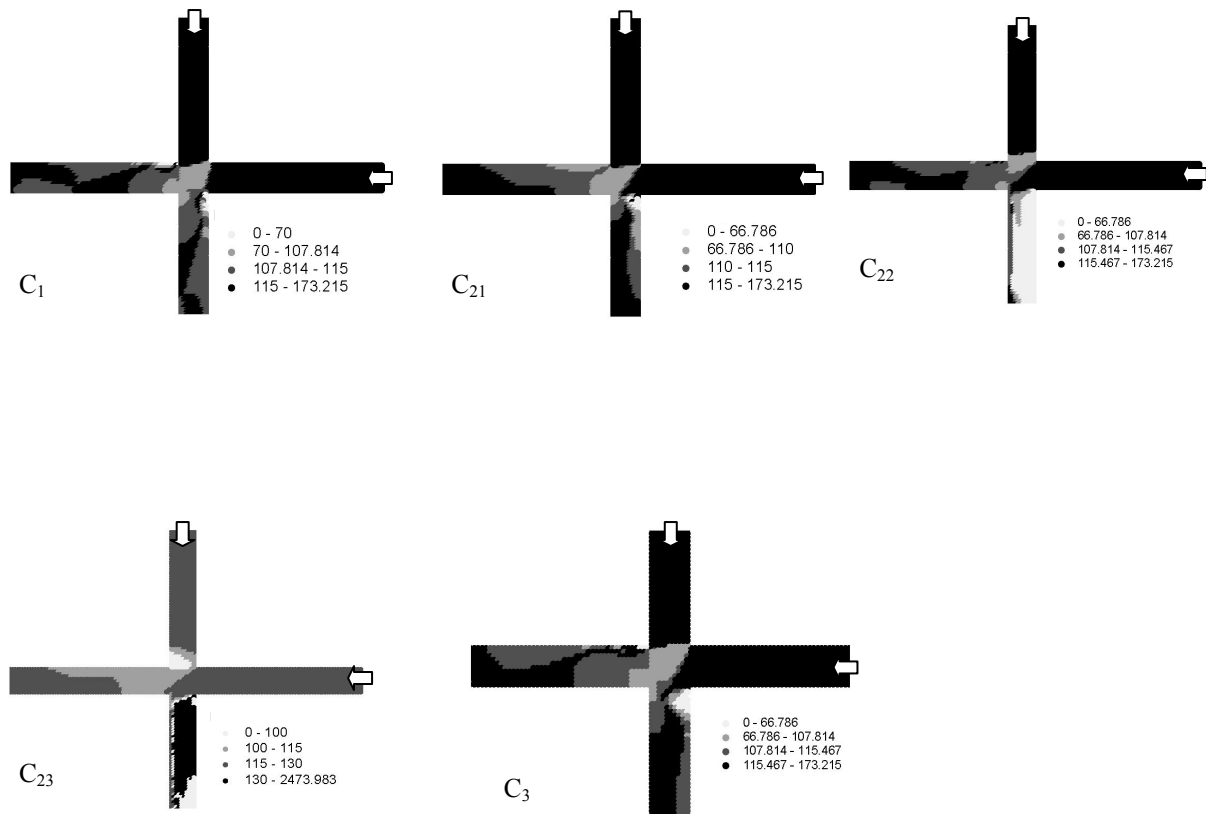


Figure IV. 17 : Carte des Strickler équivalents calculés après convergence du calcul pour les 5 cas étudiés.

Il apparaît que les coefficients de Strickler équivalents sont plus forts dans les branches d'entrée et de sortie (à condition que les débits soient suffisamment forts) que dans la jonction. En effet, le Tableau IV. 8 montre que pour les pentes amont étudiées (5%, 3% et 1%), la valeur du coefficient de Strickler équivalent  $K$  est comprise entre  $116 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$  et  $118 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$  dans les branches amont alors qu'elle n'est que de 103 à 105 dans la jonction (et 110 dans le cas C<sub>23</sub> du fait de la forte intrusion de l'écoulement majoritaire torrentiel dans la jonction).

Au final, trois configurations de coefficient de Strickler semblent intéressantes à étudier :

a)  $K=100 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$  (noté par la suite **K100**) ;  $K$  est alors constant sur le domaine et correspond à une valeur approchée du coefficient de frottement moyen dans la jonction.

b)  $K=115 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$  (noté par la suite **K115**) constant sur le domaine qui est proche de la valeur moyenne des Strickler équivalents dans les branches amont (lorsqu'un débit suffisant est introduit).

c) La configuration notée **K100&115** par la suite qui considère un coefficient de frottement de  $K=115 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$  dans les branches et  $K=100 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$  dans la jonction.

Les résultats des calculs utilisant ces configurations de frottement seront comparés aux résultats des calculs de référence utilisant l'équation (1) (Yen, 2002) pour calculer le frottement local, ces configurations seront parfois notées simplement *Yen* par la suite.

## **2) Modélisation des écoulements avec les configurations de Strickler constant sur les 5 cas**

Les champs de hauteur d'eau pour les 5 cas calculés avec les paramètres du cas de référence et les quatre formules de frottement proposées sont présentés en Figure AnnexeIV. 2. Les quatre formules de frottement sont : la formule (1) (dont les résultats ont déjà été présentés dans les paragraphes précédents), les deux considérations d'un coefficient de Strickler constant sur la zone (*K100*) et (*K115*) et la considération de deux coefficients de frottement sur le domaine (*K100&115*). Il apparaît à première vue que le calcul des structures d'écoulements est assez peu sensible à la formule de frottement utilisée. Les angles de ressaut oblique, la position des ressauts droits et la localisation des zones à forte hauteur d'eau (lignes de déviation, bourrelets...) sont sensiblement similaires dans les résultats des calculs utilisant les quatre formules de frottement. Cependant, on peut noter des différences entre les champs de hauteur d'eau calculés avec un coefficient de Strickler constant de  $K=100 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$  et les trois autres formules qui elles sont très proches. Ces différences sont notamment visibles pour les cas  $C_{21}$ ,  $C_{22}$  et  $C_{23}$  concernant la position du ressaut droit dans la branche amont minoritaire et la forme du bourrelet sur le coin aval de la jonction. Ces différences de prédiction de champ de hauteur d'eau sont confirmées par le Tableau IV. 9 qui présente la comparaison statistique entre les hauteurs d'eau mesurées expérimentalement et prédites par les calculs utilisant les quatre formules de frottement. La méthode de détermination des valeurs présentes dans ce tableau est la même que celle utilisée pour établir le Tableau IV. 6. Les résultats montrent alors que les erreurs moyennes  $\overline{dh}$  et erreurs quadratiques moyenne  $\varepsilon$  entre les hauteurs calculées par le code 2D et mesurées expérimentalement sont proches pour les calculs utilisant la formule (1), la formule *K115* et la formule *K100&115* mais sont plus éloignées des valeurs obtenues en utilisant la formule *K100*.

	Formule (1) (Yen)		K 115		K 100		K 100&115	
	$\bar{dh}$ (mm)	$\varepsilon$ (mm)	$\bar{dh}$ (mm)	$\varepsilon$ (mm)	$\bar{dh}$ (mm)	$\varepsilon$ (mm)	$\bar{dh}$ (mm)	$\varepsilon$ (mm)
C <sub>1</sub>	0.78	5.22	0.77	5.24	0.05	6.07	0.80	4.95
C <sub>21</sub>	0.63	4.92	0.98	4.89	-0.47	7.17	1.14	4.89
C <sub>22</sub>	1.13	3.40	1.4	3.77	2.82	5.41	1.51	3.96
C <sub>23</sub>	0.96	2.92	0.12	1.82	2.21	3.32	1.48	3.24
C <sub>3</sub>	5.73	11.99	5.81	12.27	5.71	12.95	5.91	12.35

Tableau IV. 9 : Qualité de prédiction des champs de hauteur d'eau des 5 cas par le code 2D utilisant les quatre formules de frottement avec  $\bar{dh}$  la moyenne des erreurs de prédiction des hauteurs d'eau sur la jonction,  $\varepsilon$  l'erreur quadratique moyenne.

De plus, les différences de répartition des débits dans les rues aval entre les calculs et les valeurs mesurées (lorsqu'elles sont disponibles) sont présentées sur le Tableau IV. 10 et la Figure IV. 18. On note que la répartition des débits aval obtenue avec la formule (1) est légèrement plus proche de celle obtenue avec le Strickler constant de *K115* et avec la configuration *K100&115* qu'avec la formule *K100* sauf pour le cas C<sub>21</sub>.

Formule de frottement	Débit aval $Q_{sx}$ (l/s)				Mesure
	Yen	K115	K100	K100&115	
C <sub>1</sub>	3.46	3.47	3.45	3.46	Indisponible
C <sub>21</sub>	6.32	6.05	6.45	6.03	Indisponible
C <sub>22</sub>	6.50	6.40	5.89	6.36	6.31
C <sub>23</sub>	5.84	5.83	5.80	5.82	5.73
C <sub>3</sub>	5.70	5.73	5.83	5.71	5.42

Tableau IV. 10 : Valeur des débits aval  $Q_{sx}$  mesurés et calculés avec les quatre formules de frottement pour les 5 cas étudiés.

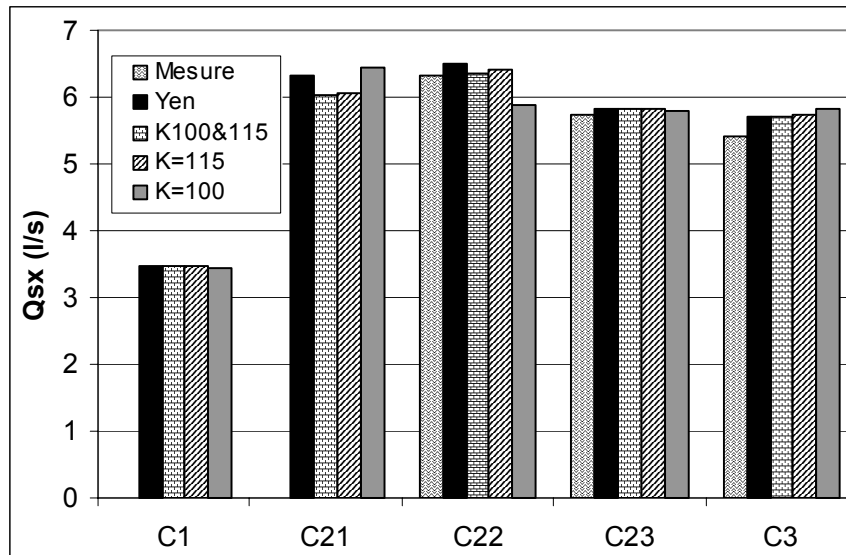


Figure IV. 18 : Comparaison des débits aval  $Q_{sx}$  mesurés et calculés avec les quatre formules de frottement pour les 5 cas étudiés.

Au final, si l'on considère l'écoulement simulé avec la formule de frottement (1) (Yen, 2002) comme le plus proche de l'écoulement expérimental, on montre ici que le coefficient de frottement déterminant pour la prédiction de la structure de l'écoulement est celui des branches amont ( $K115$ ) et non pas celui de la jonction ( $K100$ ).

### 3) Modélisation des écoulements avec les configurations de Strickler constant sur l'ensemble des configurations expérimentales

L'objectif du paragraphe est de vérifier la conclusion précédente qui stipule que l'utilisation d'un coefficient de Strickler constant  $K115$  ou la configuration  $K100\&115$  ne modifie que peu les écoulements prédits par le code par rapport aux écoulements calculés en utilisant la formule (1). Pour cela, l'ensemble des écoulements étudiés expérimentalement pour les quatre configurations de pente est calculé numériquement en utilisant les quatre formules de frottement et nous vérifions alors les qualités de prédiction des deux débits aval par rapport à ceux mesurés expérimentalement. Les valeurs des indicateurs  $Abs(E_{QT})$  et  $E_{QXY}$  (dont les expressions sont précisées au paragraphe II.3.b) sont données dans le Tableau IV. 11 et Figure IV. 19. De plus, le Tableau IV. 12 synthétise la comparaison des débits calculés avec les différentes formules de frottement.

	Abs(EQT)				EQXY			
	Yen	K100	K115	K100&115	Yen	K100	K115	K100&115
5% - 5%	2.48 %	3.06 %	2.22 %	2.12 %	16.3 %	26.23 %	14.06 %	14.22
3% - 3%	3.66 %	6.22 %	3.64 %	3.91 %	20.85 %	36.86 %	20.45 %	21.86
1% - 1%	3.1 %	2.23 %	3.08 %	3.28 %	11.09 %	7.07 %	11.37 %	11.69
5% - 1%	4.75 %	6.91 %	4.8 %	4.69 %	18.37 %	24.15 %	22.41 %	18.16

Tableau IV. 11 : Valeurs des indicateurs d'erreur de prédiction des débits aval par rapport aux débits mesurés expérimentalement pour les quatre configurations de pentes et les quatre formules de débit.

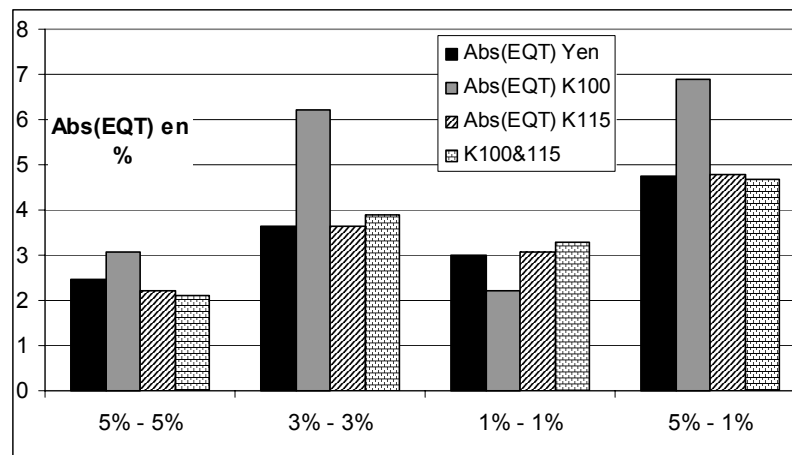


Figure IV. 19 : Comparaison des erreurs de prédiction des débits aval par rapport aux débits mesurés expérimentalement pour les différentes configurations de pentes et formules de débit.

	$EQ_{sx_{Yen/K100}}$	$EQ_{sx_{Yen/K115}}$	$EQ_{sx_{K115/K100}}$	$EQ_{sx_{Yen/K100\&115}}$	$EQ_{sx_{K115/K100\&115}}$
5%-5%	4.6 %	1.14 %	3.95 %	1.50 %	2.87 %
3%-3%	5.3 %	1.2 %	5.02 %	1.8 %	1.82 %
1%-1%	5.76 %	3.44 %	6.25 %	3.20 %	3.14 %
5%-1%	7.77 %	5.47 %	9.20 %	5.06 %	5.1 %

Tableau IV. 12 : Comparaison entre les débits  $Q_{sx}$  calculés avec les différentes formules de frottement, où  $EQ_{sx} = \frac{1}{n} \sum \frac{Abs(Q_{sx_1} - Q_{sx_2})}{Q_{sx'}}$  où  $Q_{sx'} = \frac{Q_{sx_1} + Q_{sx_2}}{2}$  et  $Q_{sx_1}$  et  $Q_{sx_2}$  sont les débits  $Q_{sx}$  calculés avec les formules de frottement comparées.

Il apparaît alors clairement que les débits aval  $Q_{sx}$  (et donc  $Q_{sy}$  par conservation des débits) calculés avec la formule de frottement (1) sont proches de ceux calculés avec un coefficient de Strickler constant de  $K=115 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$  et avec la configuration  $K100\&115$  et sont plus éloignés de ceux calculés avec  $K=100 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ . En outre, la comparaison des résultats des calculs utilisant les configurations de frottement : Equation (1) notés *Yen*,  $K100$  et  $K100\&115$  montre que globalement ces résultats sont proches les uns des autres, même si des différences apparaissent en fonction des types d'écoulement.

Ceci étant dit, il s'avère sur le Tableau IV. 11 (et la Figure IV. 19) ainsi que les courbes en Figure AnnexeIV. 3 que pour les écoulements en Type II régime 1 en configuration de pentes faibles  $S_x=S_y=1\%$ , les répartitions de débit estimées par le calcul utilisant un coefficient de Strickler  $K=100 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$  sont plus proches des répartitions de débit mesurées expérimentalement que lorsque les autres formules ( $K100\&115$ ,  $K115$  et la formule (1)) sont utilisées. En effet nous avons vu dans le Tableau IV. 3 que (pour  $S_x=S_y=1\%$ ), lorsque  $Q_{ex}$  est supérieur à  $Q_{ey}$ ,  $Q_{sx}$  était surestimé par les résultats du calcul utilisant la formule (1) (*Yen*, 2002). Or la courbe  $S_x=S_y=1\%$   $K100/Yen$  de la Figure AnnexeIV. 3 montre que dans ces mêmes configurations (Type II régime 1 avec  $Q_{ex}>Q_{ey}$ ), le débit  $Q_{sx}$  est largement moins surestimé par le calcul utilisant un frottement  $K=100 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ .

Pour ce qui est des autres configurations de pente (notamment  $S_y=3\%$  et  $S_x=S_y=5\%$ ), il est intéressant de noter sur la Figure AnnexeIV. 3 que l'utilisation d'un frottement légèrement plus fort ( $K100$  au lieu de la formule (1)) tend à diminuer la valeur de  $E_{QT}$  moyen, soit à diminuer la valeur de  $Q_{sx}$ . Cela signifie, en d'autres termes, qu'augmenter le frottement sur le domaine étudié a pour conséquence de diminuer le débit majoritaire calculé ( $Q_{sx}$ ) et d'augmenter le débit latéral ( $Q_{sy}$ ). Une hypothèse est alors qu'en augmentant le frottement dans les branches amont de la jonction, la valeur du nombre de Froude de l'écoulement majoritaire diminue et donc la déviation  $\theta$  de cet écoulement majoritaire tend à augmenter (ainsi que l'angle du ressaut oblique  $\beta$ ), ce qui augmente donc la valeur du débit latéral  $Q_{sy}$ . Ainsi, par exemple, sur la courbe  $S_x=S_y=5\%$   $K100/Yen$  de la Figure AnnexeIV. 3, pour les écoulements en Type II régime 1 (fortement influencés par la valeur de l'angle de déviation et de ressaut oblique),  $E_{QT}$  est largement plus faible en utilisant un frottement constant  $K100$  qu'en utilisant la formule (1) (*Yen*, 2002).

#### 4) Conclusion à propos l'influence du coefficient de frottement

Nous avons montré que les écoulements calculés avec la formule de frottement (1) (Yen, 2002) sont proches de ceux calculés avec un frottement constant égal au coefficient de frottement moyen des branches amont ( $K115$ ) et de ceux calculés en considérant un coefficient de Strickler différent entre les branches ( $K115$ ) et la jonction ( $K100$ ). Par contre nous avons montré que des différences de calcul apparaissaient en utilisant un coefficient de frottement proche du coefficient moyen dans la jonction ( $K100$ ). Cela tend à montrer que le frottement au sein des branches amonts a plus d'influence sur l'écoulement dans le carrefour que le frottement au sein de la jonction. Cependant, pour les écoulements calculés avec des canaux de faibles pentes (1%), nous avons vu que l'utilisation du frottement égal au frottement moyen dans la jonction ( $K100$ ) améliorerait la concordance entre les résultats du calcul et les mesures expérimentales. Ainsi, en terme de recommandation opérationnelle, nous concluons que l'utilisation d'un coefficient de frottement moyen constant sur la zone égal au frottement dans les branches semble être la solution la plus simple si les pentes sont suffisamment importantes.

### IV. Influence de la densité de maillage sur la prédiction des écoulements à la jonction

La densité de maillage utilisée pour les calculs précédents ( $dx=dy=3cm$ ) est de l'ordre de grandeur de la densité de référence utilisée au Chapitre VI pour simuler l'inondation urbaine du 3 octobre 1988 à Nîmes. On étudie désormais l'influence de cette densité de maillage, sur les caractéristiques des structures d'écoulements modélisées et sur le calcul de la répartition des débits dans les branches aval. Pour cela, quatre densités de maillage sont testées tout en conservant un maillage régulier avec  $dx=dy$  (cf Tableau IV. 13). Les écoulements présentés précédemment dans le chapitre sont alors recalculés en utilisant un coefficient de Strickler équivalent constant de  $K=115 m^{1/3}s^{-1}$  sur l'ensemble du domaine, les autres paramètres étant ceux de la configuration de référence.

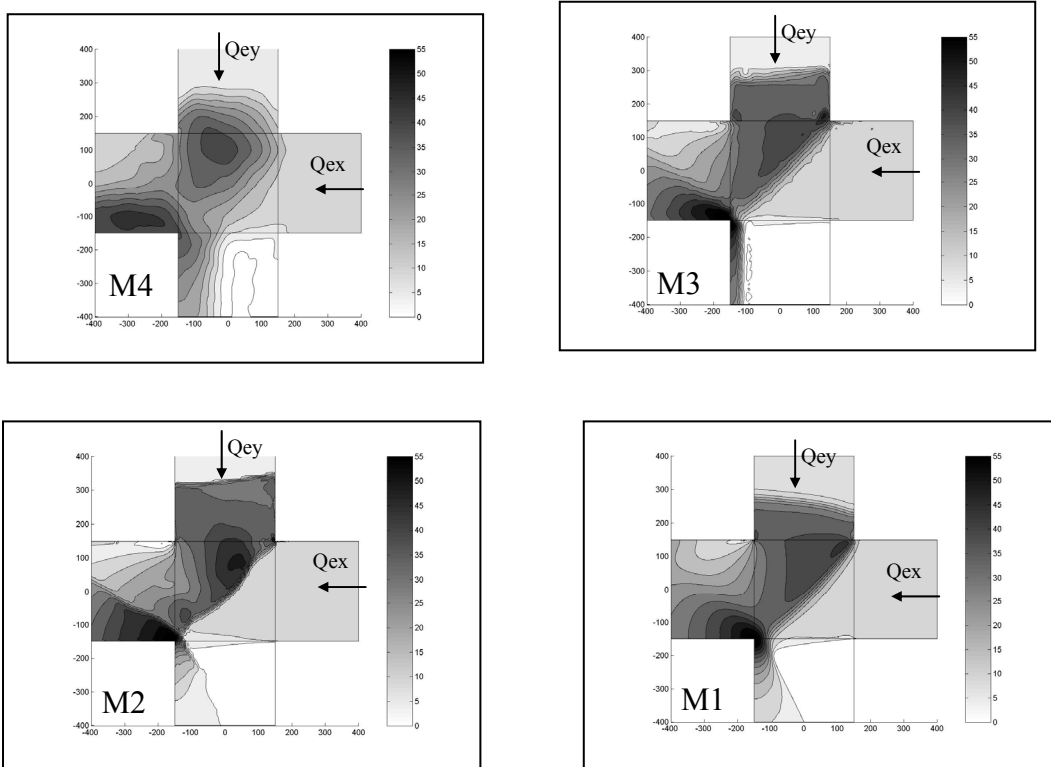
Nom du maillage	Densité de maillage ( $dx= dy$ )	Nombre de mailles dans chaque section de canal	Nombre de mailles dans la jonction
M1	0.5 cm	60	3600
M2	1 cm	30	900

<b>M3</b>	3 cm	10	100
<b>M4</b>	10 cm	3	9

Tableau IV. 13 : Présentation des densités de maillage testées

### 1) Influence de la densité de maillage sur la prédiction des structures d'écoulement

La Figure IV. 20 présente les champs de hauteur d'eau du cas C<sub>22</sub> (cf Tableau IV. 5) calculés en utilisant chacun des 4 maillages du Tableau IV. 13. Pour cela, un krigeage similaire à celui de la Figure IV. 15 est effectué afin d'interpoler les résultats numériques obtenus aux centres des mailles de calcul sur une grille fine avec les résultats présentés en courbes de niveau. Par ailleurs, les champs de hauteur d'eau correspondant aux 4 autres cas du Tableau IV. 5 calculés avec les 4 maillages sont présentés en Figure AnnexeIV. 4.





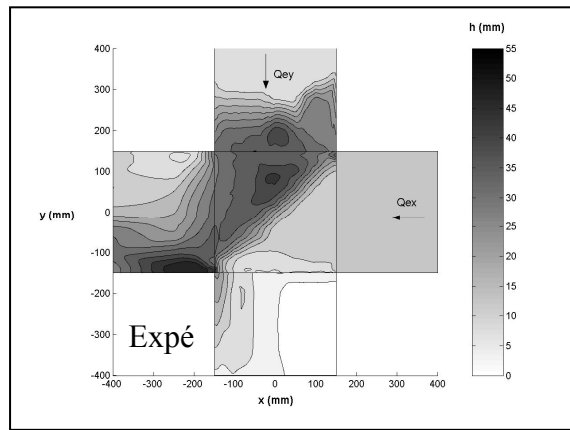


Figure IV. 20 : Champs de hauteur d'eau mesuré (Expé) et calculés pour le cas  $C_{22}$  avec les quatre densités de maillage testées M1 à M4.

Il apparaît tout d'abord que, quelle que soit la densité de maillage utilisée, les structures d'écoulement prédites sont très proches : le ressaut droit est toujours prédit au même niveau de la branche amont ( $y$  légèrement inférieur à 300), le ressaut oblique est systématiquement prédit au sein de la jonction avec un angle  $\beta$  proche de  $45^\circ$  et le bourrelet est à chaque fois localisé près du coin aval dans la branche de sortie majoritaire...

Cependant les largeurs de ressaut oblique sont très faibles pour les maillages les plus denses M1 et M2, alors que cette largeur augmente pour des tailles de maille plus grandes. La largeur du ressaut dépend donc bien de la taille caractéristique des mailles utilisées comme expliqué précédemment.

## 2) Influence de la densité de maillage sur les champs de hauteur d'eau calculés

Nous étudions désormais plus finement l'influence de la densité de maillage sur la prédiction du champ de hauteur d'eau. Le Tableau IV. 14 et la Figure IV. 21 montrent que la qualité de prédiction du champ de hauteur d'eau n'est pas fortement détériorée lors de l'utilisation d'un maillage grossier par rapport à un maillage dense. En effet, comme on pouvait s'y attendre, d'une part l'utilisation d'un maillage grossier ne permet pas de prédire la forme et la localisation des structures d'écoulement de manière aussi précisément que les maillages denses du fait d'un trop faible nombre de mailles. Mais néanmoins, l'utilisation d'un maillage dense tend à prédire des ressauts obliques de largeur bien plus faible que leur largeur réelle et cela tend à diminuer la qualité de prédiction des champs de hauteur d'eau par rapport au maillage plus grossier.

$\overline{dh}$ (mm)	M1	M2	M3	M4
C1	1.12	1.02	0.77	-2.99
C21	-0.04	0.67	0.98	-2.78
C22	3.18	1.02	1.40	0.81
C23	1.07	0.00	0.12	-0.21
C3	6.84	5.64	5.81	2.24

$\varepsilon$ (mm)	M1	M2	M3	M4
C1	6.02	5.98	5.24	7.76
C21	8.32	7.20	4.89	8.86
C22	7.36	5.46	3.77	6.16
C23	4.47	2.86	1.82	4.65
T3	13.20	13.55	12.27	11.02

Tableau IV. 14 : Comparaisons statistiques du champ de hauteur d'eau calculé dans la jonction avec les différents maillages par rapport au champ mesuré expérimentalement avec  $\overline{dh}$  et  $\varepsilon$  présentés au Tableau IV. 6.

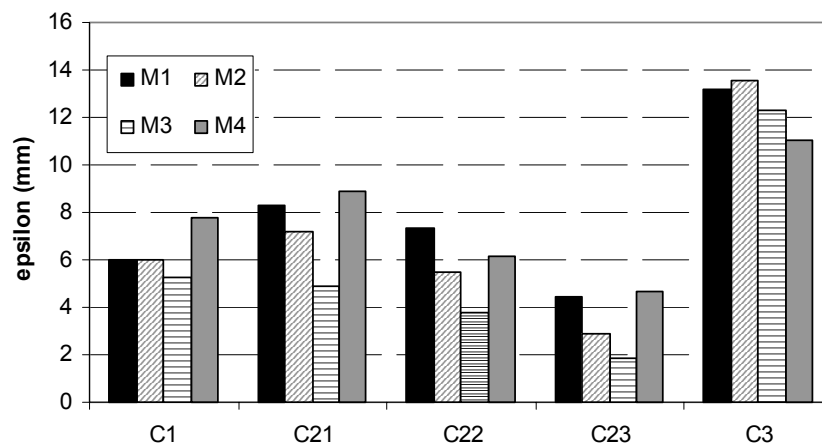


Figure IV. 21 : Influence de la densité de maillage sur la valeur de l'erreur quadratique moyenne  $\varepsilon$

Il apparaît donc que, à part pour le cas C<sub>3</sub>, le champ de hauteurs d'eau le plus proche de celui mesuré expérimentalement est celui calculé avec la densité de maillage M3 (densité de la configuration de référence). En effet, il semble que cette densité de maillage soit le meilleur compromis entre un maillage dense permettant de calculer un écoulement précis mais qui

prédit des ressauts obliques trop étroits et un maillage très grossier qui augmente la largeur des ressauts prédits. De plus, pour le cas C<sub>3</sub>, les erreurs de prédiction statistiques du champ de hauteur d'eau avec les maillages fin (M1 et M2) sont plus grandes que pour les 4 autres cas car deux ressauts obliques sont présents dans la jonction. Ainsi dans ce cas, l'écoulement le plus proche de l'écoulement expérimental mesuré est celui calculé avec le maillage le plus grossier M4 car les largeurs des ressauts prennent une importance prédominante dans les sources d'erreur de prédiction des hauteurs d'eau.

### 3) Influence de la densité de maillage sur le calcul de répartition des débits

Nous avons montré que le choix de la densité de maillage utilisée pouvait modifier les caractéristiques de forme des structures d'écoulement de façon non négligeable et notamment les largeurs des ressauts obliques. Or nous avons vu au chapitre III que la répartition des débits dans les branches aval est fortement liée au ressaut oblique. Afin de quantifier l'influence de la densité de maillage sur la prédiction de répartition de débit dans les deux branches aval de la jonction, la Figure IV. 22 compare la valeur de  $Q_{sx}$  prédite en utilisant les densités de maillage M1, M2, M3 et M4 et le débit  $Q_{sx}$  mesuré expérimentalement. Par ailleurs, les débits aval calculés en considérant une seule maille par section de rue, soit une seule maille au sein du carrefour est ajouté et noté M5 (les autres paramètres du calcul étant similaires aux calculs notés M1 ... M4).

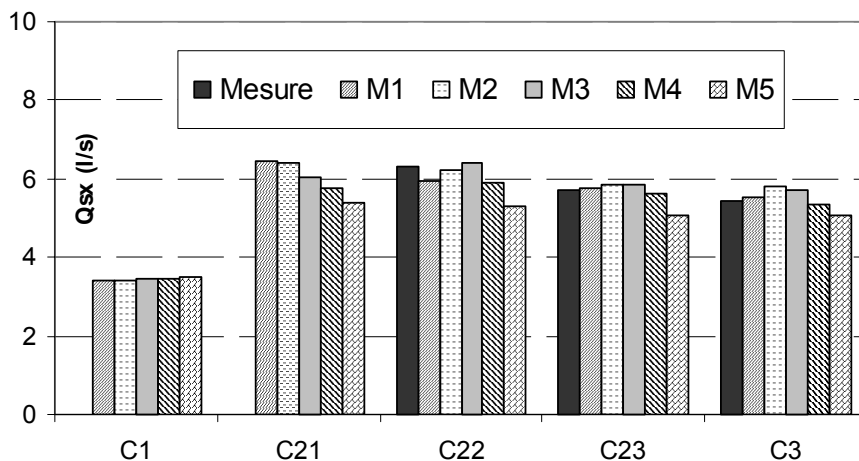


Figure IV. 22 : Débit aval majoritaire  $Q_{sx}$  calculé avec l'ensemble des maillages testés et mesuré expérimentalement pour les 5 cas étudiés.

Il apparaît sur la Figure IV. 22 que la densité de maillage a globalement une influence limitée sur la répartition des débits dans les branches aval (même en n'utilisant qu'une maille dans le

carrefour). Ce résultat est précisé sur le Tableau IV. 15 qui rassemble pour chacun des 5 cas les valeurs moyenne, minimum et maximum des débits aval majoritaires  $Q_{sx}$  calculés en utilisant les 4 densités de maillage M1 à M4 :

	<b>C<sub>1</sub></b>	<b>C<sub>21</sub></b>	<b>C<sub>22</sub></b>	<b>C<sub>23</sub></b>	<b>C<sub>3</sub></b>
<b>Q<sub>sx</sub> max (l/s)</b>	3.46	6.47	6.41	5.84	5.82
<b>Q<sub>sx</sub> min (l/s)</b>	3.40	5.76	5.88	5.63	5.36
<b>Q<sub>sx</sub> moy (l/s)</b>	3.43	6.17	6.12	5.76	5.61
<b>Différence maximale (D)</b>	1.69 %	11.59 %	8.66 %	3.52 %	8.29 %

Tableau IV. 15 : Effet de la densité de maillage utilisée sur le calcul du débit de la branche aval majoritaire pour les 5 cas étudiés avec  $D = \left( \frac{Q_{sx_{max}} - Q_{sx_{min}}}{Q_{sx_{moy}}} \right)$  où  $Q_{sx_{moy}}$ ,  $Q_{sx_{max}}$  et  $Q_{sx_{min}}$  sont les valeurs moyennes, maximales et minimales de  $Q_{sx}$  calculés avec les 4 densités de maillage.

Selon les résultats du Tableau IV. 15, les différences entre les débits majoritaires  $Q_{sx}$  prédits par les calculs utilisant les quatre densités de maillage M1 à M4 varient entre 1.7% et 11.6% du débit moyen calculé. Par ailleurs, les plus faibles dépendances de répartition de débit à la densité de maillage sont obtenues pour les cas C<sub>23</sub> et C<sub>1</sub>, qui correspondent aux configurations pour lesquelles les ressauts hydrauliques ont le moins d'influence sur les écoulements (cf Chapitre III). A l'opposé, la densité de maillage utilisée pour calculer les écoulements dans le carrefour a une influence importante sur la répartition des débits notamment pour le cas C<sub>21</sub> qui est particulièrement tributaire de la localisation du ressaut oblique et pour lequel toute différence d'estimation de la largeur de ressaut entraîne une modification de répartition des débits.

#### **4) Influence de la densité de maillage sur le calcul des hauteurs d'eau à proximité des coins de la jonction**

Suite à un événement réel d'inondation en ville, nombre de laisses de crues sont relevées aux coins de la jonction et servent de données de comparaison avec les résultats des calculs (hauteurs d'eau maximales calculées) pour établir la qualité de prédiction de l'événement. Il semble alors particulièrement important de vérifier l'effet du jeu de paramètres sur les hauteurs d'eau maximales calculées en ces points afin de vérifier la sensibilité de ces hauteurs

d'eau maximales au choix du jeu de paramètres dans des conditions réelles. Les 4 points de comparaison sont présentés sur la Figure IV. 23 et le cas  $C_{22}$  est choisi comme précédemment. Les hauteurs expérimentales au niveau des 4 coins sont comparées aux hauteurs d'eau calculées en ces points par les différents calculs.

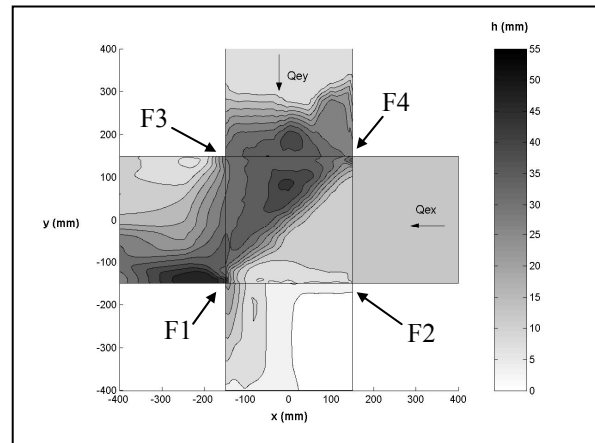


Figure IV. 23 : Localisation des points d'étude aux quatre coins de la jonction

Les hauteurs calculées aux 4 coins par le cas de référence (avec le coefficient de Strickler  $K=115 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ ) maillé à l'aide des 4 maillages présentés au Tableau IV. 13 sont présentées en Figure IV. 24. On présente de plus en Figure IV. 25 les erreurs de prédiction de ces hauteurs d'eau ainsi que l'erreur quadratique moyenne faite lors de la comparaison du champ de hauteur d'eau calculé avec celui mesuré (cf Tableau IV. 14) et noté "epsilon champ global".

Sur ces deux figures, des résultats contrastés apparaissent aux différents coins. En effet pour le coin F1, les erreurs de prédiction de la hauteur d'eau locale sont plus importantes que les erreurs typiques de prédiction du champ de hauteur d'eau. En effet nous avons déjà montré que le bourrelet au coin aval de la jonction est une zone particulièrement mal prédite par les calculs. Au contraire, pour les coins F2, F3 et F4, les erreurs de prédiction des hauteurs d'eau aux coins de la jonction sont plus faibles ou de l'ordre de grandeur des erreurs typiques faites sur la prédiction du champ de hauteur sur la jonction entière (à l'exception de la hauteur en F3 en utilisant le maillage M2).

Par ailleurs, il apparaît sur les Figure IV. 24 et Figure IV. 25 que la densité de maillage utilisée peut avoir une forte influence sur les hauteurs d'eau calculées aux coins du carrefour. En effet les différences entre les hauteurs d'eau calculées aux coins avec les 4 maillages (de l'ordre de 4 à 8 mm) sont supérieures aux différences moyennes de prédiction du champ de hauteur d'eau sur la jonction entre les différents maillages (de l'ordre de 2 mm).

En conséquence, nous avons montré que dans des conditions parfaitement maîtrisées (topographie et conditions limites connues) telles que les conditions expérimentales décrites ici, les erreurs de prédiction des hauteurs d'eau aux coins de la jonction sont du même ordre que les erreurs de prédiction du champ de hauteur d'eau dans la jonction entière sauf au niveau du bourrelet où les erreurs sont plus importantes. Cependant ces erreurs varient fortement en fonction des maillages utilisés. Au final, l'erreur de prédiction des hauteurs d'eau aux coins est d'environ 30 % de la hauteur d'eau locale mesurée au coin F1 et d'environ 15 % aux coins F2, F3 et F4 (Figure IV. 23).

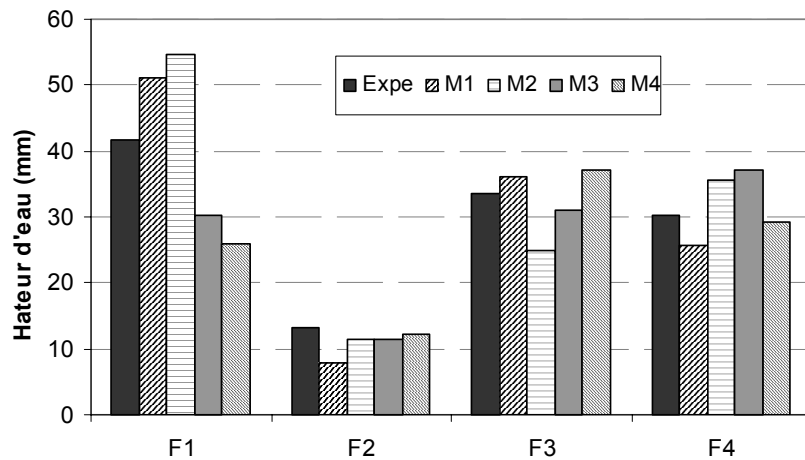


Figure IV. 24 : Mesure (Expé) et calculs des hauteurs d'eau calculée à proximité des coins du carrefour pour les 4 densités de maillage utilisées (M1, M2, M3 et M4)

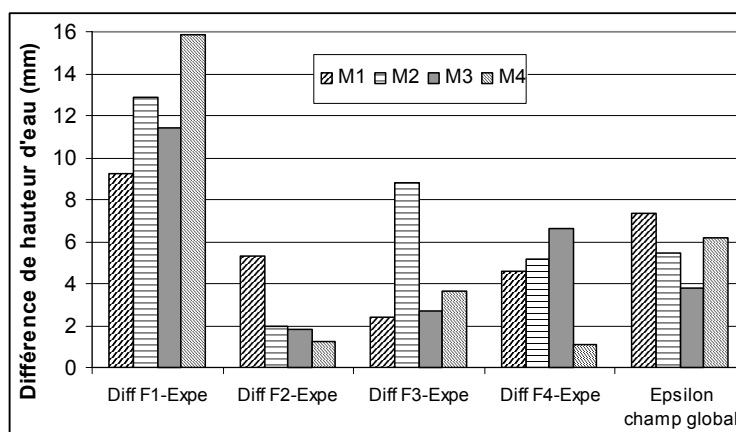


Figure IV. 25 : Erreur absolue de prédiction des hauteurs d'eau aux coins de la jonction en fonction de la densité de maillage utilisée :  $Abs(\text{hauteur}_{\text{calculée}} - \text{hauteur}_{\text{mesurée}})$  et en dernier groupe à droite rappel de l'erreur quadratique moyenne sur la prédiction du champs de

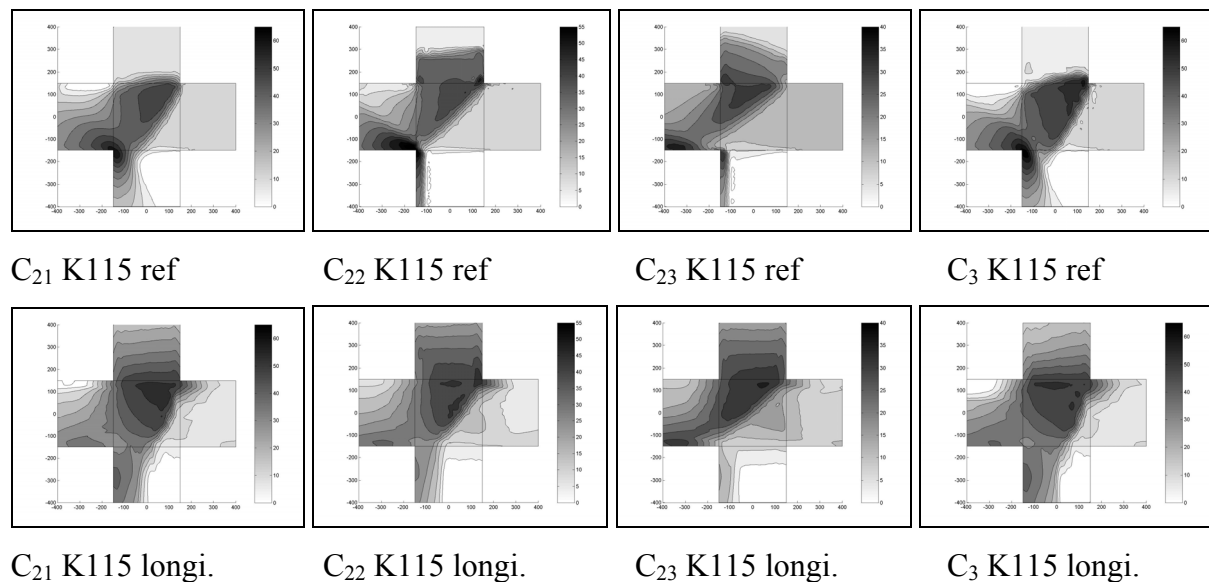
*hauteur d'eau sur la jonction*

### **5) Influence de la densité de maillage longitudinale au sein des rues sur les résultats numériques**

Afin de tester l'influence de la densité de maillage longitudinal dans les branches de la jonction, les écoulements calculés avec le calcul de référence (considérant un coefficient de frottement  $K/15$ ) sont comparés aux écoulements calculés dans les mêmes conditions sauf pour ce qui concerne la densité longitudinale du maillage des branches qui est nettement réduite. Nous rappelons, que le maillage des branches pour le cas de référence est régulier avec des arêtes mesurant 3 cm dans les deux directions (normal tangentiel aux parois des branches). Le nouveau maillage introduit dans ce paragraphe considère des mailles dans les branches de 30 cm de côté dans le sens de l'axe des branches et 3 cm dans le sens de la section des branches. Par contre, au sein de la jonction, les deux maillages sont identiques ( $dx=dy=3cm$ ). La Figure IV. 26 présente une comparaison des écoulements calculés avec le maillage de référence et le nouveau maillage plus grossier longitudinalement dans les branches pour 4 cas présentés au Tableau IV. 5 ( $C_{21}$ ,  $C_{22}$ ,  $C_{23}$  et  $C_3$ ). Outre le fait que les écoulements sont fortement simplifiés par rapport aux configurations de référence au sein des branches amont et aval du fait de la très faible densité de maillage longitudinale, il apparaît que les écoulements sont de même modifiés dans la jonction (où la densité de maillage est identique au cas de référence). Au premier degré, les types d'écoulements ne sont pas modifiés, les ressauts apparaissent à peu près aux même lieux que pour les configurations de référence, malgré le fait que le champ de hauteur d'eau soit perturbé par la méthode de krigeage utilisée. Cependant, il apparaît que les angles de ressauts sont affectés par la réduction de densité de maillage longitudinal dans les branches. En outre, les bourrelets calculés à l'aval de la jonction disparaissent avec ce nouveau maillage. Les modifications de champ de hauteur d'eau sont dues à une imprécision quant au positionnement du ressaut droit dans la branche amont minoritaire qui entraîne une modification des caractéristiques des écoulements calculés à la section d'entrée de la jonction. En effet, pour ce qui est de la branche amont majoritaire qui atteint la jonction en régime torrentiel, l'écoulement local étant en régime uniforme, il n'est que très peu altéré par la réduction de densité de maillage longitudinale.

Les différences apparaissent de même sur la comparaison statistique des hauteurs d'eau calculées sur les 100 mailles de la jonction. Le Tableau IV. 16 montre que la moyenne des modifications des hauteurs d'eau locales calculées à la jonction en modifiant le maillage des branches se situe entre 20% et 30% de la hauteur d'eau locale. Ce résultat confirme la forte dépendance du champ de hauteur d'eau calculé dans la jonction au maillage dans les branches de la jonction.

Enfin, pour ce qui est de la répartition de débit, la Figure IV. 27 montre qu'en considérant un maillage moins dense dans le sens longitudinal dans les branches, le débit aval majoritaire est systématiquement sous-estimé par rapport au cas de référence, donc le débit latéral est surestimé. Cela confirme les observations de la Figure IV. 26 : les angles des ressauts obliques sont surestimés dans la configuration du maillage longitudinal moins dense au sein des branches.



*Figure IV. 26 : Comparaison des champs de hauteur d'eau calculés avec le cas de référence ("ref" avec un coefficient de Strickler  $K=115 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ ) et avec un maillage longitudinal moins dense au sein des branches de la jonction ("longi") pour 4 des cas étudiés*

	$\overline{dh}$ (mm)	$dh$ (%)
C <sub>21</sub>	5.1	27.0
C <sub>22</sub>	4.8	31.0
C <sub>23</sub>	4.4	26.6
C <sub>3</sub>	2.6	22.2



Tableau IV. 16 : Comparaison des champs de hauteur d'eau calculés à la jonction avec le maillage de référence (avec  $K=115 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ ) et un maillage longitudinal moins dense au sein des branches de la jonction pour 4 des cas étudiés

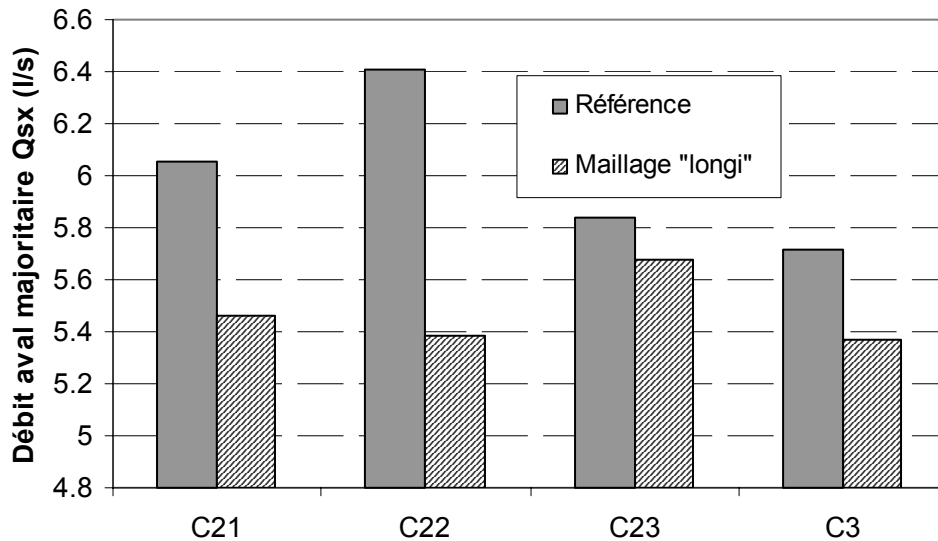


Figure IV. 27 : Comparaison des débits aval majoritaires  $Q_{sx}$  calculés avec le cas de référence ("ref" avec un coefficient de Strickler  $K=115 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ ) et avec un maillage longitudinal moins dense au sein des branches de la jonction ("longi") pour 4 des cas étudiés

## V. Influence des autres paramètres testés

Nous avons testé dans ce chapitre l'influence de la formule de frottement et de la densité de maillage sur les champs de hauteur d'eau prédits et sur la distribution des écoulements dans les branches aval de la jonction. Désormais l'influence d'autres paramètres numériques est testée sur le cas C22. Les calculs qui vont suivre utilisent la densité de maillage M3 (cf Tableau IV. 13), un coefficient de Strickler constant  $K=115 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$  sur l'ensemble du domaine et pour les autres paramètres, ceux de la configuration de référence. De plus, dans chacun des calculs ci-dessous, un paramètre est modifié par rapport à cette configuration. Ces modifications de paramètre sont précisées ci-dessous :

**Param 1** : Un frottement plus important (coefficient de Strickler  $K=50 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ ) est appliqué sur les mailles bordant la jonction afin de simuler l'effet des raccords de colle et des légères différences d'altitude entre l'extrémité des branches et la jonction.

**Param 2** : Le frottement sur les parois des canaux est pris en compte avec un coefficient de Strickler égal à celui appliqué sur le fond :  $K=115 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ .

**Param 3** : Le coefficient de Van Leer est augmenté à 1 (cf présentation du modèle au Chapitre II).

**Param 4** : Le coefficient de Van Leer est diminué à 0.5.

**Param 5** : Le schéma numérique considéré est d'ordre 1.

**Param 6** : Le coefficient de diffusion introduit est important et vaut :  $\nu=0.01 \text{ m}^2\text{s}^{-1}$ .

**Param 6b** : Le coefficient de diffusion introduit vaut :  $\nu=0.1 \text{ m}^2\text{s}^{-1}$

**Param 7** : La formule de diffusion numéro (12) du Chapitre II est utilisé avec le coefficient  $k=2$  (Sur l'écoulement convergé, la moyenne du coefficient de diffusion  $\nu$  équivalent est de  $\nu_{\text{moyen}} 0.0036$ . Par ailleurs, les valeurs supérieures du coefficient  $k$  (tel  $k=5$ ) ne permettent pas au calcul de converger).

**Param 8** : La formule de diffusion numéro (12) du Chapitre II est utilisée avec le coefficient  $k=0.1$ .

**Param 9** : La formule de diffusion numéro (12) du Chapitre II est utilisée avec le coefficient  $k=0.01$ . (Sur l'écoulement convergé, la moyenne du coefficient de diffusion équivalent est de 0.003 avec un maximum de 0.018 dans la jonction).

**Param 10** : Un pas de temps fixe et plus faible que celui de référence est utilisé :  $dt=10^{-3}\text{s}$ .

**Param 11** : Une condition limite critique (nombre de Froude égal à 1) est appliquée à l'extrémité aval des deux canaux de sortie.

**Param 12** : La formule de diffusion numéro (13) du Chapitre II est utilisée avec le coefficient  $k=0.1$ .

**Param 13** : La formule de diffusion numéro (13) du Chapitre II est utilisée avec le coefficient  $k=1$ .

### **1) Influence des paramètres sur le champ de hauteur d'eau calculé**

L'influence des 13 paramètres décrits ci-dessus sur les champs de hauteurs prédits a été étudiée sur le cas C<sub>22</sub>. Une fois le régime permanent atteint, les champs de hauteur calculés à la jonction sont alors comparés au champ de hauteur d'eau dit "de référence" présenté en Figure IV. 15 de la manière suivante :

Pour chaque calcul et chacune des 100 valeurs de hauteur d'eau calculées dans les mailles de la jonction avec le maillage M3, la hauteur d'eau du calcul avec le paramètre modifié (notée

$h_{param\grave{e}tre}$ ) est comparée à la hauteur d'eau calculée dans la configuration de référence (notée  $h_{réf\grave{e}rence}$ ) avec  $dh = h_{param\grave{e}tre} - h_{réf\grave{e}rence}$ . Ensuite, la moyenne de ces différences sur les mailles de la jonction vaut  $\overline{dh} = \frac{1}{n} \sum dh$  avec  $n=100$  ici. L'erreur quadratique moyenne  $\varepsilon = \sqrt{\frac{\sum (dh)^2}{n}}$  est ajoutée ainsi que la différence moyenne d'estimation du champ de hauteur d'eau  $\overline{dc}$  est calculée comme suit :  $\overline{dc} = \frac{1}{n} \sum abs(\frac{dh}{h_{réf\grave{e}rence}})$ . Le Tableau IV. 17 donne les résultats de cette comparaison :

	$\overline{dh}$ (mm)	$\varepsilon$ (mm)	$\overline{dc}$ %
<b>Param 1</b>	1.08	1.65	5.06
<b>Param 2</b>	-1.51	5.00	10.94
<b>Param 3</b>	0.91	1.55	3.59
<b>Param 4</b>	-0.04	0.35	1.18
<b>Param 5</b>	0.90	1.50	5.72
<b>Param 6</b>	1.44	3.11	9.34
<b>Param 7</b>	1.28	3.48	9.66
<b>Param 8</b>	-0.07	0.39	0.91
<b>Param 9</b>	0.02	0.12	0.35
<b>Param 10</b>	0.09	0.26	0.67
<b>Param 11</b>	0.02	0.10	0.22
<b>Param 12</b>	-0.099	0.33	0.79
<b>Param 13</b>	0.011	0.36	0.96

Tableau IV. 17 : Modification du champ de hauteurs d'eau calculé à la jonction en modifiant un paramètre par rapport à la configuration de référence avec  $K=115 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$  et en utilisant le maillage M3

Tout d'abord il s'avère que l'utilisation du schéma numérique d'ordre 1 (**Param5**) rend très instable l'écoulement calculé. Le champ de hauteur d'eau ainsi que les débits dans les branches aval oscillent au fur et à mesure du calcul. L'utilisation de ce schéma n'est donc pas recommandé dans ce cas.

En outre, l'écoulement calculé avec un coefficient de diffusion de  $\nu=0.1 \text{ m}^2\text{s}^{-1}$  (**Param6b**) ne permet pas de converger vers une structure d'écoulement stable.

Pour ce qui est des autres calculs, deux tendances semblent se dégager. Pour certains calculs tels **Param4**, **Param8**, **Param9**, **Param10**, **Param11**, **Param12** et **Param13** la modification moyenne du champ de hauteur d'eau est faible, inférieur à  $\overline{dc}=2\%$  des hauteurs d'eau calculées avec le calcul de référence et aucune tendance franche de surestimation ou sous-estimation moyenne de  $\overline{dh}$  n'est obtenue. Ces paramètres ont donc une influence faible sur les résultats du calcul. Par contre, pour les autres calculs, soit **Param1**, **Param2**, **Param3**, **Param6** et **Param7**, la modification du champ de hauteur d'eau devient non négligeable et une analyse des influences de ces paramètres est présentée ci-dessous.

La Figure IV. 28 montre que au premier ordre, les écoulements calculés avec les différents jeux de paramètre étudiés sont tous très similaires.

Pour ce qui est de la position du ressaut droit dans la branche amont minoritaire, il apparaît sur cette figure que la prise en compte des frottements sur les parois (**Param2**) ne prédit pas un ressaut droit perpendiculaire à l'axe du canal. Par ailleurs, la prise en compte d'un coefficient de diffusion suffisamment fort (**Param6** et **Param7**) tend à prédire un ressaut droit légèrement plus rapproché de la jonction que le ressaut mesuré expérimentalement.

La position du bourrelet et donc de l'angle de déviation, ne semble pas être modifiée par les différents jeux de paramètre. On remarque en effet que le bourrelet est systématiquement calculé très proche du coin aval alors qu'expérimentalement il est décalé vers l'aval de la branche de sortie. Enfin l'angle du ressaut oblique est sensiblement similaire pour chacun des calculs.

**Param1.** L'écoulement est très similaire au cas de référence et les fortes différences de hauteur d'eau se situent au niveau du ressaut oblique sur sa partie aval. En effet, l'angle du ressaut oblique  $\beta$  s'avère être très légèrement plus grand que celui calculé pour le cas de référence.

**Param2.** L'écoulement calculé est très proche de celui du calcul de référence. Cependant, l'angle du ressaut oblique est plus faible que dans le cas de référence. La prise en compte du frottement sur les parois des canaux tend en effet à diminuer la valeur des nombres de Froude des écoulements aux sections d'entrée de la jonction et donc tend à modifier l'angle du ressaut oblique. Les principales différences entre le calcul de référence et celui du **Param2** se trouvent cependant au niveau du ressaut droit.

**Param3.** Comme pour le **Param1**, l'écoulement calculé est très similaire à celui du calcul de référence et les différences principales de hauteur d'eau se situent au niveau du ressaut oblique. Il est important de souligner que l'utilisation du coefficient de Van Leer égal à 1 diminue la stabilité de l'écoulement tend à faire osciller légèrement la valeur de l'angle du ressaut oblique.

**Param6 et Param7.** L'introduction du coefficient de diffusion a surtout pour effet d'augmenter l'angle et la largeur du ressaut oblique. De plus, la forme du ressaut droit dans la branche amont minoritaire est modifiée et l'écoulement est fortement modifié au sein de la jonction.

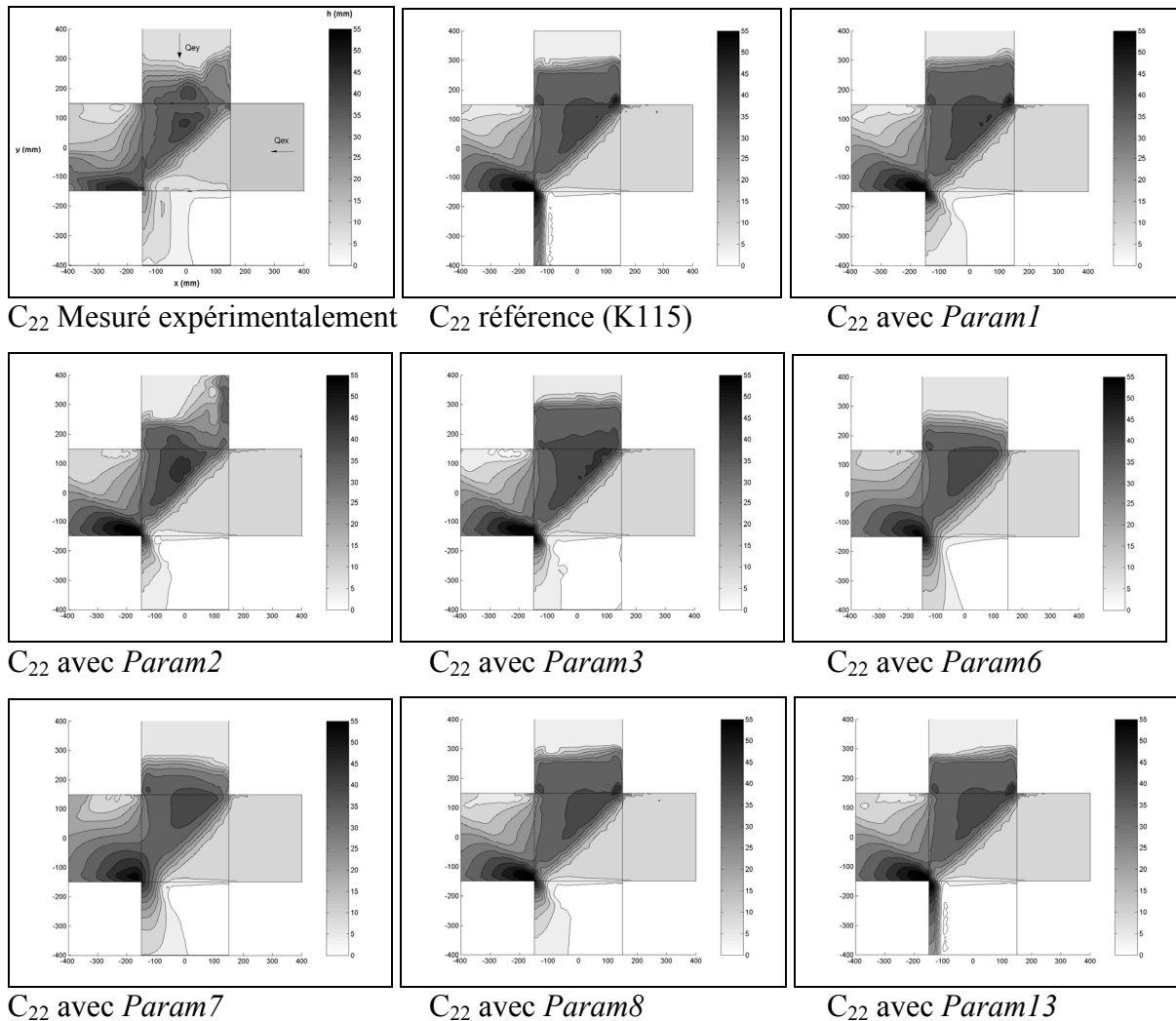


Figure IV. 28 : Effet de l'introduction des paramètres sur les champs de hauteur d'eau calculés et comparaison avec l'écoulement calculé avec la configuration de référence et

*l'écoulement mesuré expérimentalement.*

Nous comparons enfin, sur le Tableau IV. 18, les champs de hauteur d'eau calculés avec les différents jeux de paramètres étudiés et mesuré expérimentalement pour la configuration C<sub>22</sub>. Il apparaît que le champ de hauteur d'eau calculé en prenant en compte le frottement sur les parois du canal (**Param2**) est plus proche du champ de hauteur d'eau mesuré expérimentalement que le cas de référence. En effet l'erreur quadratique moyenne  $\varepsilon$  vaut 3 mm pour le cas **Param2** alors que  $\varepsilon$  vaut 3.77 mm pour le cas de référence. D'autre part, on remarque que les **Param8** et **Param13** ne modifient pas beaucoup les écarts entre les champs de hauteur d'eau mesuré et calculé.

	$\overline{dh}$ (mm)	$\varepsilon$ (mm)
<b>Référence</b>	1.4	3.77
Param1	2.32	4.78
<b>Param2</b>	0.13	3.00
Param3	2.17	4.69
Param6	2.57	5.44
Param7	2.39	5.47
Param8	1.41	3.78
Param13	1.31	3.76

*Tableau IV. 18 : Comparaisons statistiques des champs de hauteur d'eau calculés avec les différents jeux de paramètres par rapport au champ mesuré expérimentalement : L'erreur*

*moyenne  $\overline{dh} = \frac{\sum dh}{n}$  et l'erreur quadratique moyenne  $\varepsilon = \sqrt{\frac{\sum (dh)^2}{n}}$  en mm.*

Globalement, aucun des paramètres étudiés dans ce paragraphe ne semble améliorer nettement la concordance entre les écoulements mesurés et calculés pour le cas C<sub>22</sub> par rapport au cas de référence.

## **2) Influence des paramètres sur les débits calculés dans les branches aval**

Les débits dans les branches aval calculés en utilisant les différents jeux de paramètres sont présentés sur la Figure IV. 29 qui vérifie que les paramètres qui influent fortement sur le

champ de hauteur d'eau (**Param1**, **2**, **3**, **6** et **7**) ont aussi des fortes influences sur les débits de sortie majoritaires  $Q_{sx}$ . Ainsi, ce débit se trouve sous-estimé par rapport au cas de référence pour les calculs **Param1**, **6** et **7** pour lesquels l'angle du ressaut oblique est surestimé par rapport au cas de référence et aux mesures expérimentales (Figure IV. 28). Par contre, le calcul **Param3** prédit une répartition des débits aval plus proche des mesures expérimentales, bien que le Tableau IV. 18 montre que son champ de hauteur d'eau est moins bien prédit que le cas de référence. Par ailleurs, le calcul **Param2** qui améliore la prédiction du champ de hauteur d'eau selon le Tableau IV. 18, tend à surestimer fortement le débit aval du fait d'une sous-estimation de l'angle du ressaut. Enfin, **Param8** et **Param13** semblent améliorer la prédiction des débits avals, tout en ne modifiant que très légèrement le champ de hauteur calculé comme montré dans le Tableau IV. 17, le Tableau IV. 18 et la Figure IV. 28.

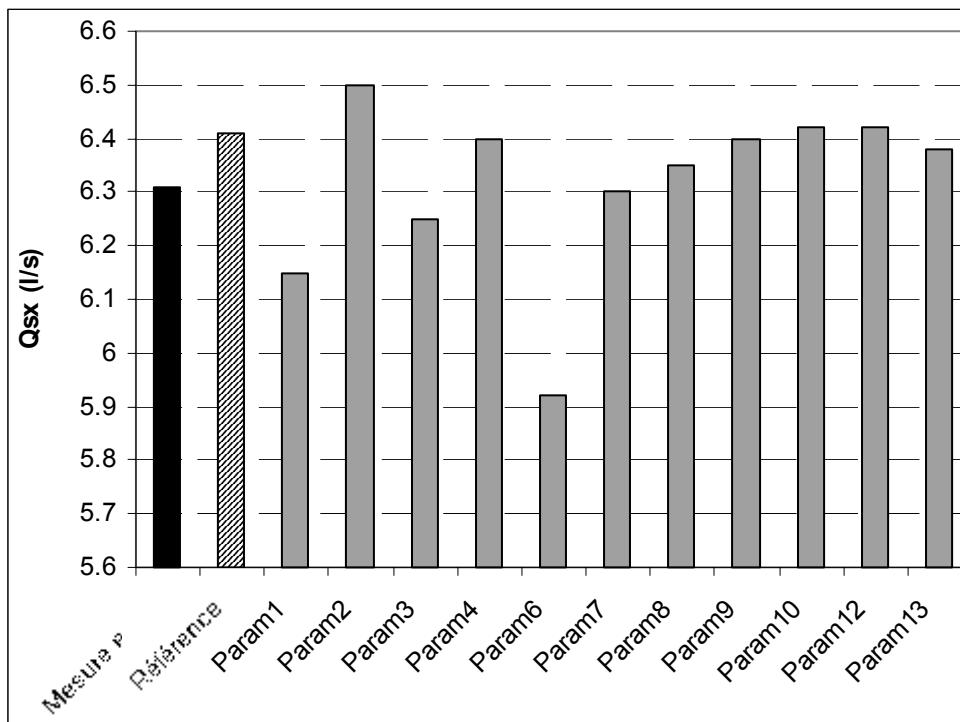


Figure IV. 29 : Valeurs du débit aval majoritaire  $Q_{sx}$  calculé avec les différents jeux de paramètres. Remarquons que le Param11 ne permet pas de stabiliser les valeurs de débit en sortie.

Au final, l'ajout d'un faible coefficient de diffusion fonction des caractéristiques locales de l'écoulement tel avec **Param8** et **Param13** tend à améliorer la prédiction de répartition de débit tout en ne modifiant que peu le champ de hauteur d'eau par rapport au cas de référence.

### 3) Influence des paramètres sur le calcul des hauteurs d'eau à proximité des coins de la jonction

Les hauteurs d'eau calculées aux 4 coins de la jonction (Figure IV. 23) avec les 13 jeux de paramètres décrits précédemment sont comparées aux hauteurs mesurées expérimentalement sur les Figure IV. 30 et Figure IV. 31. On peut voir, comme dans le paragraphe a., que le coin F1 est à la fois le coin où la hauteur d'eau est la plus mal prédite par les calculs (erreur de l'ordre de 10 mm en F1, de l'ordre de 6 mm en F4 et inférieur à 2 mm en F2 et F3) et le plus sensible à la variation du jeu de paramètres. Le choix du jeu de paramètres peut alors fortement influencer la valeur des hauteurs d'eau prédites au niveau du bourrelet aval (coin F1).

Ainsi, même en ne considérant pas le jeu de paramètres **Param2**, une variation de près de 10 mm existe entre les hauteurs prédites par les calculs **Param6** et **Param4**. Néanmoins, sur les autres coins, les modifications des hauteurs d'eau prédites aux coins sont plus faibles que les modifications introduites par le choix de la densité de maillage.

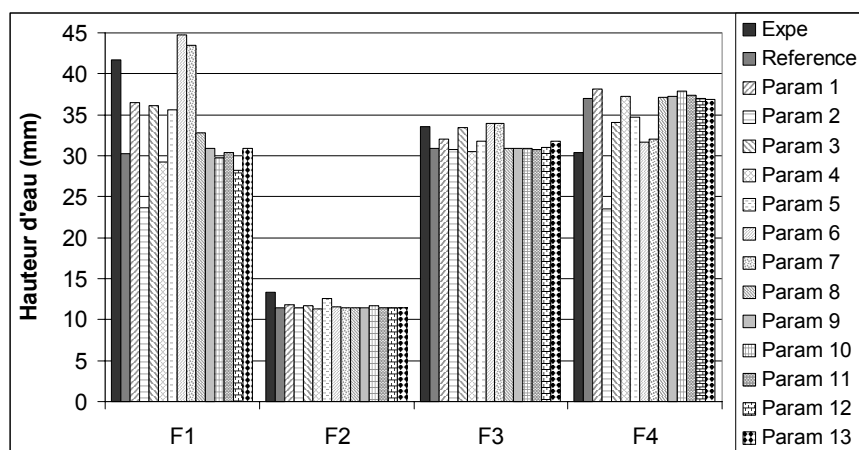


Figure IV. 30 : Mesure (expé) et calculs des hauteurs d'eau à proximité des coins du carrefour pour le cas de référence et les jeux de paramètres présentés au paragraphe précédent (Param 1 à 11)



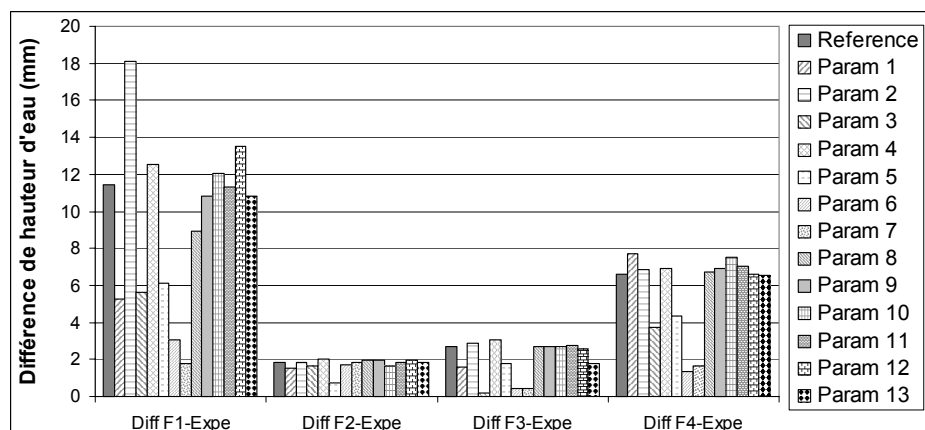


Figure IV. 31 : Erreur absolue de prédiction des hauteurs d'eau aux coins de la jonction en fonction du jeu de paramètres utilisé :  $Abs(\text{hauteur}_{\text{calculée}} - \text{hauteur}_{\text{mesurée}})$

#### 4) Bilan des influences des paramètres testés

Nous avons donc étudié l'influence des paramètres précédents sur 4 indicateurs de qualité de modélisation de l'écoulement  $C_{22}$  mesuré expérimentalement qui sont : la structure globale de l'écoulement, le champ de hauteur d'eau, les débits dans les branches aval et enfin les hauteurs d'eau aux coins de la jonction. Le Tableau IV. 19 synthétise l'influence des principaux paramètres en fonction des concordance de l'écoulement simulé avec celui mesuré.

	Param1	Param2	Param3	Param6	Param7	Param8	Param13
<b>Structures d'écoulement</b>	=	-	=	-	-	=	=
<b>Champ des hauteurs d'eau</b>	-	+	-	-	-	=	=
<b>Débits aval</b>	-	-	+	-	+	+	+
<b>Hauteurs aux coins</b>	+	-	+	+	+	+	= / +

Tableau IV. 19 : Tableau bilan de l'influence des paramètres majeurs sur le calcul de l'écoulement  $C_{22}$ ; avec +, - et = signifiant une concordance avec l'écoulement mesuré expérimentalement que le cas de référence respectivement meilleure, moins bonne et similaire.

Il apparaît que les calculs **Param3**, **Param8** et **Param13** ont de manière générale tendance à améliorer la concordance entre les écoulements calculés et mesurés. Nous allons vérifier si ces calculs améliorent de même la concordance pour le cas  $C_3$ , pour lequel les ressauts mesurés expérimentalement ont une largeur particulièrement importante pour le calcul de répartition de débits. Les Figure IV. 32, Figure IV. 33, Figure IV. 34 et Tableau IV. 20

présentent la comparaison des écoulements calculés avec le cas de référence et les trois paramètres testés (Param3, 8 et 13) suivant les mêmes indicateurs que ceux utilisés précédemment pour le Cas C<sub>22</sub>.

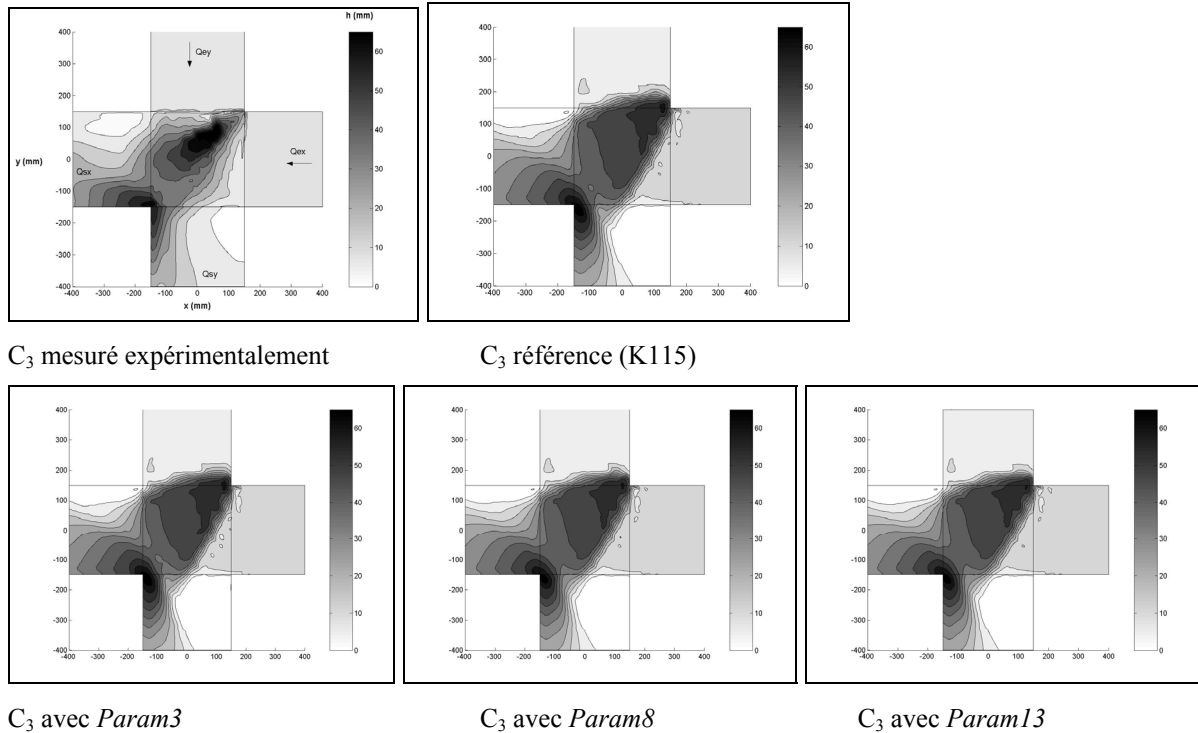


Figure IV. 32 : Champs de hauteur mesuré expérimentalement et calculés avec la configuration de référence et trois jeux de paramètres testés.

	$\overline{dh}$ (mm)	$\varepsilon$ (mm)
<b>Référence</b>	5.81	12.27
Param3	6.24	12.58
Param8	5.92	12.21
Param13	5.76	12.03

Tableau IV. 20 : Comparaisons statistiques des champs de hauteur d'eau calculés avec les différents jeux de paramètres par rapport au champ mesuré expérimentalement pour le cas C<sub>3</sub> (cf Tableau IV. 18)

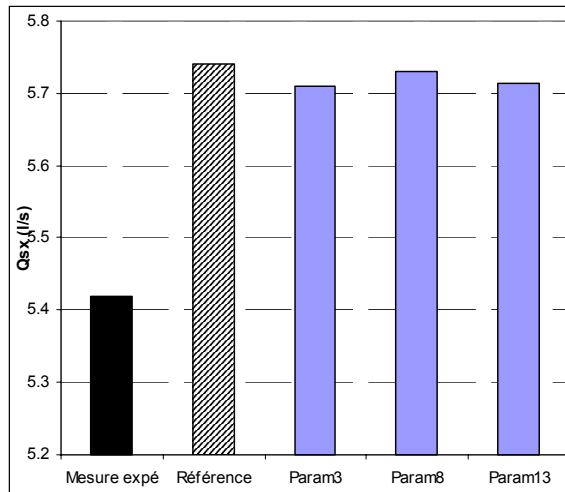


Figure IV. 33 : Valeurs du débit aval majoritaire  $Q_{sx}$  calculé avec les différents jeux de paramètres pour le cas  $C_3$ .

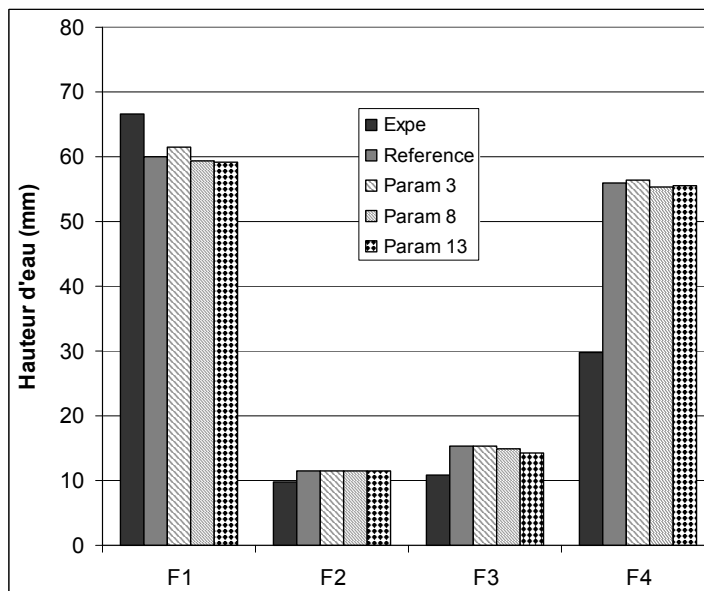


Figure IV. 34 : Mesure (Expé) et calcul des hauteurs d'eau aux coins de la jonction en fonction du jeu de paramètres utilisé pour le cas  $C_3$ .

Il apparaît clairement sur les Figure IV. 32, Figure IV. 33, Figure IV. 34 et Tableau IV. 20 que les paramètres étudiés ne permettent pas d'améliorer la concordance des écoulements calculés avec celui mesuré pour le cas  $C_3$  par rapport au cas de référence. Au final, le cas de référence reste donc la meilleure option de calage des paramètres.

## Conclusions

Une configuration de référence décrite au début du chapitre a été dans un premier temps utilisée pour simuler les écoulements expérimentaux décrits au Chapitre III. Les paramètres numériques correspondent aux paramètres usuels du code de calcul *Rubar20* et le choix de la densité de maillage et de la formule de frottement utilisés sont expliqués au début du chapitre. La comparaison des écoulements calculés et mesurés dans des conditions parfaitement maîtrisées à la fois en ce qui concerne la topographie du domaine et les conditions limites amont et aval montre donc que le code de calcul 2D est apte à représenter de manière satisfaisante l'ensemble des structures d'écoulement observées expérimentalement : le développement du jet, les ressauts droits et obliques, la ligne de séparation des écoulements, le bourrelet au coin aval ou dans une des branches aval et les zones de recirculation. Les champs de hauteurs d'eau calculés se sont donc avérés en accord avec ceux mesurés expérimentalement. La principale limite du code concerne alors la méthode de représentation de la largeur des ressauts obliques. En effet, alors qu'expérimentalement, il apparaît que cette largeur dépend fortement de l'angle du ressaut, numériquement, la largeur du ressaut calculé semble dépendre principalement de la densité de maillage utilisée. En effet, du fait de la méthode numérique de représentation de la transition entre les régimes d'écoulement torrentiel et fluvial utilisée dans le modèle *Rubar20*, la largeur du ressaut calculé est de l'ordre de la taille des mailles de calcul locales. Une deuxième limite du code 2D mise en évidence concerne la localisation, la forme et la valeur de rehaussement de hauteur d'eau au niveau du bourrelet à proximité du coin aval de la jonction.

Nous avons ensuite montré que le modèle est apte à prédire de manière satisfaisante les répartitions de débits mesurées expérimentalement pour les différentes configurations de pente et les différents types d'écoulement étudiés. Ceci étant, il apparaît que des erreurs systématiques (faibles) d'estimation de cette distribution des débits a lieu pour certains types d'écoulement et certaines configurations de pente. Ces erreurs sont reliées pour la plupart à des erreurs d'estimation de caractéristiques des structures d'écoulement, notamment concernant l'angle du ressaut oblique (ainsi que sa largeur et le rehaussement du bourrelet) citées précédemment. De plus, nous avons vu que les modifications de densité de maillage et de valeur de frottement pouvaient modifier de façon conséquente les caractéristiques de ces structures.

Par ailleurs, l'analyse des écoulements prédits par le calcul en utilisant un maillage très fin (M1 avec  $dx=dy=0.5cm$ ) a permis d'analyser plus en détail les structures d'écoulement au

carrefour notamment grâce aux cartographies des vecteurs vitesse et des nombres de Froude sur le domaine d'étude. Ces résultats ont permis de confirmer les hypothèses utilisées lors de la mise en place des modèles analytiques et d'expliquer les raisons pour lesquelles des ondes se réfléchissant sur les parois des branches aval apparaissaient expérimentalement.

L'étude de l'influence de la modification de la formule de frottement à utiliser sur les écoulements prédits a montré que les résultats obtenus avec la formule de frottement (1) (Yen, 2002) sont proches de ceux obtenus avec un coefficient de frottement constant proche du coefficient équivalent dans les branches amont. Par contre les écoulements prédits en utilisant un coefficient de Strickler constant sur l'ensemble du domaine proche du Strickler moyen au sein de la jonction s'avèrent généralement plus éloignés. Cela prouve que, à l'exception du cas des faibles pentes, les structures d'écoulement prédites à la jonction sont plus dépendantes des conditions limites aux sections d'entrée de la jonction qu'aux coefficients numériques utilisés au sein des mailles de la jonction

La modification de la densité de maillage utilisée dans la jonction ne semble pas affecter au premier ordre la structure de l'écoulement prédit. En effet, même avec un maillage très grossier (9 mailles dans la jonction), les structures d'écoulements caractéristiques des écoulements étudiés sont retrouvées à peu de chose près aux même endroits. Par contre, il s'avère que dans le cas d'une densité de maillage grossière, l'écoulement calculé est simplifié au sein de la jonction alors qu'avec une densité de maillage fine, la largeur des ressauts est fortement sous-estimée (sauf pour les cas où l'angle du ressaut est très faible auquel cas, physiquement, le ressaut est de même très étroit). Au final, la densité de maillage de la jonction qui permet de prédire avec le meilleur compromis la plupart des champs de hauteur d'eau est une densité moyenne. Par ailleurs, nous avons montré que la modification de densité de maillage longitudinal dans les branches dans les conditions des expériences du Chapitre III tend à modifier fortement le champ de hauteur d'eau à la jonction ainsi que la répartition de débits dans les rues aval.

Plusieurs variantes du jeu de paramètres ont ensuite été testées afin de vérifier leurs effets sur la prédiction des champs de hauteur d'eau et la répartition des débits. La plupart des paramètres testés ne modifient que peu le champ calculé. Parmi ces paramètres, on peut néanmoins retenir que l'introduction de diffusion permet d'améliorer légèrement la concordance des résultats du calcul avec l'écoulement mesuré, même si cette amélioration n'est pas retrouvée sur l'ensemble des types d'écoulement.

Enfin, une analyse des effets de modification des paramètres numériques et de la densité de maillage sur les hauteurs d'eau prédites aux coins de la jonction a permis de montrer qu'en

général, ces lieux ne sont pas plus affectés par le choix des paramètres utilisés que le champ de hauteur d'eau sur la jonction entière. Cela semble vrai sauf pour ce qui concerne le coin aval de la jonction du fait de l'existence du bourrelet mis en évidence au Chapitre III.



## **Chapitre V : Modélisation des écoulements dans un carrefour à quatre branches en conditions réelles.**

### **Introduction**

Avant de modéliser au Chapitre VI les écoulements qui ont lieu dans un réseau de rue à l'échelle d'un quartier de ville lors d'une inondation, nous vérifions que l'ensemble des écoulements qui peuvent se développer aux carrefours de rues sont connus.

Pour ce qui est des écoulements en régime fluvial, l'Annexe du Chapitre III a montré que les formes d'écoulement sont bien décrites dans la littérature à la fois en ce qui concerne les confluences et les séparations à 3 branches. De plus, certains auteurs tels (Shettar A.S. and Murthy K. K., 1996) ou (Khan A.A. et al., 2000) ont montré que les codes de calcul 2D permettaient de modéliser de manière fine ces écoulements observés expérimentalement. Pour ce qui est du régime torrentiel, une typologie des écoulements a été présentée au Chapitre III. Cette typologie s'est appuyée sur les écoulements expérimentaux observés et décrits au Chapitre III pour lesquels les nombres de Froude des écoulements amont étaient supérieurs à 1.8. Des modèles analytiques ont été mis en place afin de prédire la structure des écoulements et/ou la répartition des débits dans les rues aval pour chacun des types d'écoulement de la typologie. La validation de ces modèles a été effectuée à partir des mesures expérimentales, donc pour des écoulements amont à nombre de Froude supérieur à 1.8. De plus, le code de calcul 2D s'est montré apte à représenter les formes d'écoulement étudiées expérimentalement.

Cependant, nous verrons au Chapitre VI que certains des écoulements calculés dans les carrefours de Nîmes durant l'inondation du 3 octobre 1988 ne correspondent pas aux configurations précédentes. En particulier, au pic de la crue, une partie des écoulements qui se produisent dans les carrefours en croix sont dans une situation intermédiaire entre le régime torrentiel et le régime fluvial. C'est à dire que les deux régimes d'écoulement co-existent au sein de la jonction.

Ainsi, nous allons nous attacher dans ce Chapitre V à étudier une situation de jonction de rues intermédiaire entre une situation fluviale et une situation torrentielle. Cela revient à considérer que l'écoulement amont majoritaire, en régime uniforme, a un nombre de Froude supérieur à 1 mais inférieur à 1.8. Cette situation dite intermédiaire sera étudiée à l'aide du code de calcul



2D car aucune donnée expérimentale n'est disponible. Nous pourrions en effet considérer que le code de calcul 2D est apte à représenter ces écoulements étant donné qu'il a déjà été validé dans des situations de régime d'écoulement amont torrentiel et fluvial. La configuration choisie sera l'étude des écoulements qui ont lieu au sein d'un des carrefours de la ville de Nîmes lors de la simulation de la crue du 3 octobre 1988 (cf Chapitre VI). En effet, ce carrefour, en plus d'être en situation intermédiaire entre fluvial et torrentiel a l'avantage de présenter des caractéristiques géométriques qui se rapprochent de celles de l'installation expérimentale présentée au Chapitre III (carrefour en croix et largeurs de rues semblables).

Les objectifs seront alors de vérifier si les formes des écoulements calculés dans ce carrefour dans les conditions d'écoulement du pic de la crue de 1988 se rapprochent de ceux de la typologie mise en place au Chapitre III. On pourra de même vérifier si les modèles analytiques développés au Chapitre III peuvent être utilisés pour prédire la distribution des écoulements dans les rues aval du carrefour. Ensuite, il est proposé de vérifier le comportement du code de calcul 2D lors de la simulation de ces écoulements, et notamment la sensibilité du calcul au maillage utilisé et à la qualité de représentation topographique du domaine d'étude.

## **I. Passage de l'échelle de l'installation expérimentale à une échelle de zone urbaine**

L'objectif de ce paragraphe est de vérifier, par une étude de similitude, si les conditions d'écoulement aux abords du carrefour sélectionné correspondent aux écoulements étudiés expérimentalement.

Nous rappelons que les mesures expérimentales présentées au Chapitre III ont été acquises sur l'installation expérimentale ayant les dimensions suivantes : branches de longueur 2 m, de largeur 0.3 m, débits amont variant entre 0 et 10 l/s et pentes variant entre 1% et 5%. Les caractéristiques géométriques et les choix de débit ont permis de travailler avec des écoulements dans les branches amont ayant des nombres de Froude relativement élevés, allant de 1.8 pour les pentes de 1% à 4.5 pour les pentes de 5%. L'avantage d'avoir choisi des écoulements à nombre de Froude si élevé est que les structures d'écoulement (ressauts, ligne de déviation, zones de recirculation, bourrelet) sont apparues de manière très nette expérimentalement ce qui a permis de mettre en place la typologie des écoulements et les modèles analytiques.

### 1) Caractéristiques du carrefour sélectionné

Le carrefour sélectionné dans ce chapitre pour l'étude des écoulements intermédiaires entre torrentiel et fluvial est un carrefour particulier du quartier Richelieu de la ville de Nîmes au sein de la zone modélisée au Chapitre VI. Il s'agit de l'intersection entre les rues Flamande et Villars située dans la zone Centre du domaine d'étude. Le choix de ce carrefour s'est fait sur la valeur des angles d'intersection, proches de 90° et sur la présence des deux régimes d'écoulement (fluvial et torrentiel) au sein du carrefour au moment du pic de la crue du 3 octobre 1988 (cf. Chapitre VI). Les écoulements à ce carrefour sont donc ceux qui ont les plus grandes probabilités d'être analogues à ceux étudiés expérimentalement.

Dans le Chapitre VI, nous allons étudier les écoulements qui se développent dans le réseau de rue global et donc entre autre à ce carrefour lors de la simulation de l'événement de crue du 3 octobre 1988. Les écoulements calculés seront donc en régime non permanent et ainsi la somme des débits entrant dans le carrefour sélectionné sera différente de la somme des débits qui en sortent.

Dans le cadre de cette étude, nous allons nous focaliser sur l'étude des écoulements qui apparaissent à ce carrefour en régime permanent avec les débits d'entrée égaux à ceux calculés en 2D au moment du pic de la crue de 1988. Le choix d'étudier un écoulement permanent dans ce carrefour vient du fait que l'on souhaite comparer cet écoulement à ceux présents dans la typologie du Chapitre III (mesurés en régime permanent) et l'on souhaite vérifier s'il est possible d'appliquer les modèles analytiques mis en place au Chapitre III. Les conditions d'écoulement calculées aux abords de ce carrefour au moment du pic de la crue du 3 octobre 1988 ont été relevées à partir des résultats des calculs de la simulation de l'événement (*Cas 4A* du Chapitre VI qui considère des sections de rues planes et une topographie simplifiée des carrefours) et sont présentées dans le Tableau V. 1.

Largeurs des rues : $b_M$ et $b_m$	6.5 m et 6.2 m
Pentes moyennes des rues $S_M$ et $S_m$	1.4 % et 0.6 %
Débits amont $Q_M$ et $Q_m$	25.14 et 3.02 m <sup>3</sup> /s
Hauteurs d'eau amont normales $h_M$ et $h_m$	0.98 m et 0.33 m
Nombres de Froude amont $Fr_M$ et $Fr_m$	1.27 et 0.82
Coefficient de Strickler	40

Tableau V. 1 : Caractéristiques du carrefour et des écoulements aux abords de ce carrefour au pic de la crue du 3 octobre 1988 à Nîmes selon les résultats de simulation de l'événement avec  $M$  = branche amont majoritaire et  $m$  = branche amont minoritaire

Le nombre de Froude de l'écoulement amont majoritaire est donc bien inférieur à ceux des écoulements étudiés au Chapitre III. Les profils de rue de cette jonction sont horizontaux, l'altitude des nœuds de chaque profil de rue étant égale à l'altitude au centre de la rue. Un schéma du carrefour sélectionné est donné en Figure V. 1.

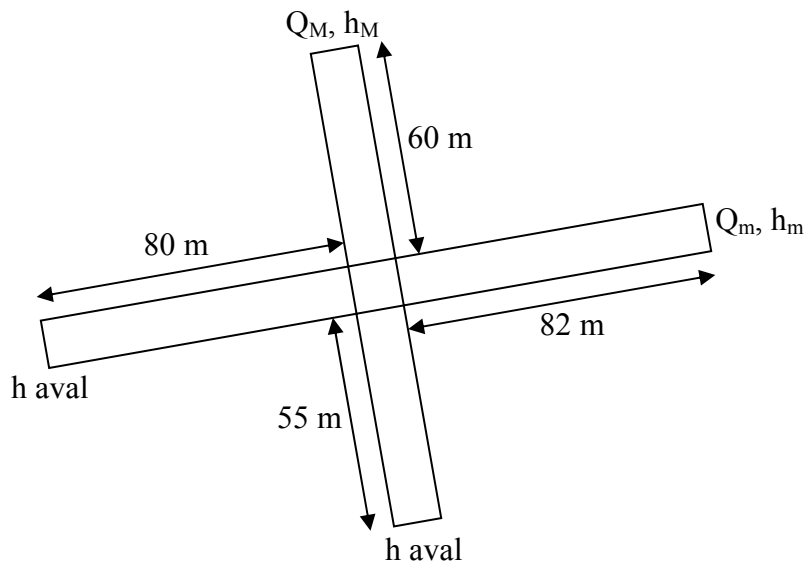


Figure V. 1 : Schéma du carrefour sélectionné et localisation des conditions limites amont et aval

## 2) Etude de similitude

L'objectif d'une étude de similitude est généralement de déterminer les dimensions et caractéristiques d'un modèle physique que l'on souhaite mettre en place afin de représenter à une échelle plus petite des phénomènes réels. Dans le cas présent, la situation est légèrement différente. En effet, les travaux expérimentaux ont déjà eu lieu sur l'installation expérimentale avec des dimensions et des caractéristiques fixées préalablement suite à une autre étude de similitude non présentée ici. L'étude de similitude présentée ici a pour objectif de vérifier si les caractéristiques des écoulements à l'amont du carrefour étudié ramenées à l'échelle de l'installation expérimentale se situent ou non dans la gamme des paramètres hydrauliques étudiée lors de la campagne d'étude expérimentale présentée au Chapitre III. En d'autres termes, on recherche la configuration expérimentale en laboratoire qui conduirait à des

écoulements uniformes amont en similitude avec les écoulements amont calculés dans le carrefour de Nîmes étudié (Tableau V. 1). Les conclusions de cette étude doivent alors permettre de déterminer si les écoulements au sein du carrefour étudié s'inscrivent dans la typologie des écoulements présentée au Chapitre III.

En hydraulique à surface libre, dès lors que les forces de viscosité et d'inertie au sein du fluide deviennent négligeables devant les forces de pesanteur, la concordance entre un modèle réduit et les phénomènes à échelle réelle doit respecter la **similitude de Froude**. Celle-ci consiste à considérer que les nombres adimensionnels de Froude du modèle physique  $Fr_{modèle}$  et du prototype (écoulement à échelle réel)  $Fr_{prototype}$  sont égaux soit

$$Fr_{modèle} = Fr_{prototype} \quad (1)$$

De plus, l'avantage pour notre étude d'utiliser une similitude de Froude est que les transitions entre les régimes fluviaux et torrentiels sont localisées aux mêmes endroits sur le prototype et sur le modèle.

On introduit alors un facteur d'échelle de longueur entre le modèle et le prototype, noté  $\lambda_l$ , où  $b$  représente la largeur de la rue ou du canal :

$$\lambda_l = \frac{b_{modèle}}{b_{prototype}} \quad (2)$$

Par définition le rapport d'échelle relatif à l'accélération de pesanteur noté  $\lambda_g=1$  car les conditions de pesanteur sont inchangées entre le prototype et le modèle. A partir des équations (1) et (2), on obtient la relation (3) qui conduit alors à la relation (4) avec  $\lambda_v$  le facteur d'échelle de vitesse et  $\lambda_Q$  le facteur d'échelle de débit.

$$\lambda_v = \sqrt{\lambda_l} \quad (3)$$

$$\lambda_Q = \lambda_l^{5/2} \quad (4)$$

Dans notre configuration, le rapport d'échelle de longueur vaut d'après (2) :  $\lambda_l = \frac{0.3}{6.3} = 0.048$

soit 4.8%. Cela permet donc de déterminer les caractéristiques des écoulements du carrefour en conditions réelles ramenées à l'échelle de l'installation expérimentale à partir des équations (2) et (4) et du Tableau V. 1:

$$h_{M\ Modèle} = 0.98 * 0.048 = 0.047\text{m soit } 4.7\text{ cm,}$$

$$h_{m\ Modèle} = 0.33 * 0.048 = 0.016\text{m soit } 1.6\text{ cm,}$$

$$Q_{M\ Modèle} = 25.1 * 0.048^{5/2} = 0.012\text{ m}^3/\text{s soit } 12.4\text{ l/s,}$$

$$Q_{m\ Modèle} = 3.0 * 0.048^{5/2} = 0.0015\text{ m}^3/\text{s soit } 1.5\text{ l/s.}$$

On recherche ensuite les valeurs des pentes des branches amont de l'installation expérimentale pour lesquelles les caractéristiques ci-dessus correspondent au régime uniforme. Sachant que l'installation expérimentale est en verre, avec pour taille caractéristique des aspérités  $K_s=5.10^{-5} m$  soit  $K_s=5.10^{-2} mm$ , les pentes correspondantes calculées à l'aide de la formule de Colebrook-White (Equation 8 du Chapitre II) sont de  $S_x=0.46 \%$  et  $S_y=0.23\%$ . Il s'agit de pentes bien inférieures à celles testées expérimentalement durant la campagne de mesure présentée au Chapitre III.

Même si l'on ne peut assurer une similitude de Reynolds entre le prototype et le modèle (car on s'est attaché à obtenir une similitude de Froude), il convient de s'assurer que le nombre de Reynolds du modèle ne descend pas en deçà d'une valeur de 4000, garantissant un éloignement suffisant du régime laminaire. On calcule alors les nombres de Reynolds des deux écoulements amont dans la jonction  $Re_{M\_Modèle}=161000$  (écoulement amont majoritaire) et  $Re_{m\_Modèle}=20000$  (écoulement amont minoritaire). Les écoulements au sein de la jonction sont donc pleinement turbulents.

Les résultats de l'étude de similitude sont répertoriés dans le Tableau V. 2.

Largeur des canaux : $b_M$ et $b_m$	0.3 m
Pentes moyennes des canaux $S_M$ et $S_m$	0.46% et 0.23%
Débits amont $Q_M$ et $Q_m$	12.4 et 1.5 l/s
Hauteurs d'eau amont normales $h_M$ et $h_m$	4.7 cm et 1.6 cm
Nombre de Froude amont $Fr_M$ et $Fr_m$	1.29 et 0.79
Coefficient de Strickler <i>approx</i>	$115 m^{1/3} \cdot s^{-1}$

*Tableau V. 2 : Caractéristiques du carrefour ramenées à l'échelle de l'installation expérimentale*

Les résultats du Tableau V. 2 montrent que les débits amont équivalents au carrefour étudié ramenés à l'échelle de l'installation expérimentale correspondent aux débits utilisés lors de la campagne de mesure expérimentale mais que les pentes du carrefour ramenées à l'échelle de l'installation expérimentale (<0.5%) sortent de la gamme des pentes étudiées expérimentalement (1% - 5%). Ainsi, les nombres de Froude des deux écoulements à l'entrée du carrefour sélectionné (~ 0.8 et 1.3) sont plus faibles que ceux étudiés expérimentalement au Chapitre III (1.8 – 4.5). Il n'est donc pas évident que les écoulements calculés dans le

carrefour considéré s'insèrent dans la typologie présentée au Chapitre III et cela va être étudié dans les paragraphes suivants.

## **II. Application du code de calcul 2D**

Dans la suite du chapitre, quatre configurations de calcul vont être utilisées afin d'étudier les écoulements modélisés par le code de calcul 2D dans un carrefour en conditions réelles et afin d'analyser l'influence de paramètres géométriques et numériques sur ces écoulements. Afin de simplifier la lecture du Chapitre, la liste suivante rassemble les paramètres de ces calculs qui seront introduit au fur et à mesure du Chapitre.

Le *carrefour isolé* est celui que l'on vient de définir, ses caractéristiques sont décrites dans le Tableau V. 1 et un schéma de ce carrefour sera présenté en Figure V. 1. Il se caractérise de plus par une densité de maillage dans le carrefour importante (mailles relativement régulières de 0.3 m de côté dans la jonction).

Le *carrefour isolé affiné* considère les mêmes paramètres numériques que le *carrefour isolé* (cf. Tableau V. 1) mais son maillage est plus dense dans le sens longitudinal au sein des rues (longueur caractéristique des mailles des rues de 0.8 m au lieu de 4 à 5 m pour le *carrefour isolé*).

Le *carrefour isolé grossier* considère les mêmes paramètres numériques que le *carrefour isolé* mais son maillage est deux fois moins dense au sein de la jonction et dans la direction transversale au sein des rues.

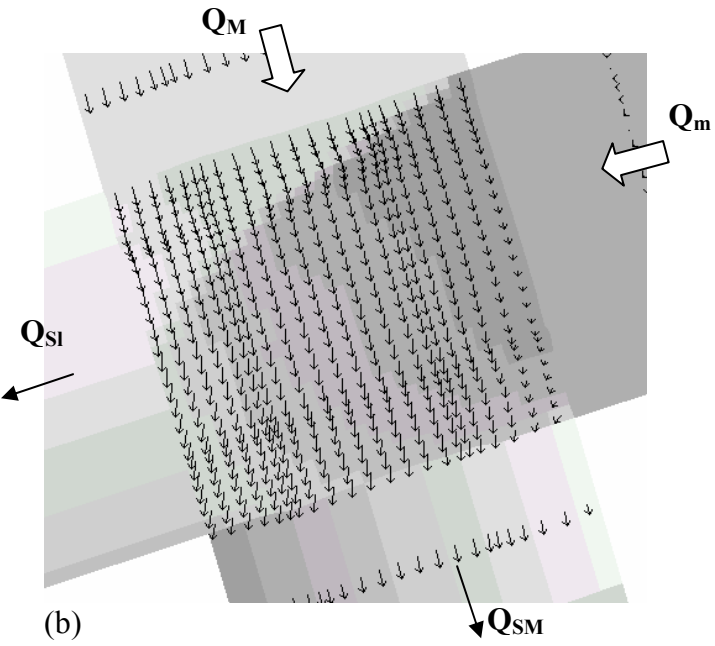
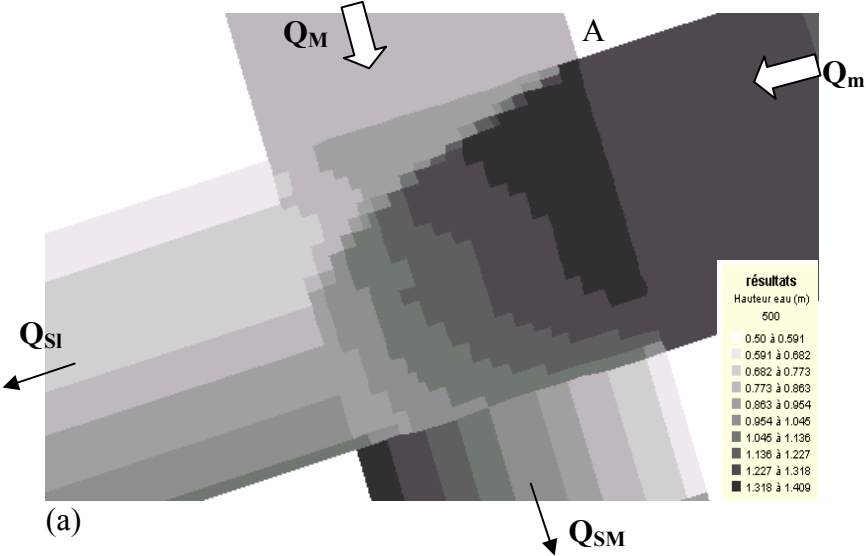
Le *carrefour à topographie réelle* considère les mêmes paramètres numériques (cf. Tableau V. 1) et le même maillage que pour le *carrefour isolé* mais la topographie réelle des profils de rue est cette fois prise en compte.

### **1) Résultats préliminaires et leur validation**

#### *a. Calcul de l'écoulement sur le "carrefour isolé"*

L'écoulement permanent est calculé sur le *carrefour isolé* en utilisant les conditions limites présentées dans le Tableau V. 1 et sur la Figure V. 1. La taille de maille caractéristique pour ce calcul du *carrefour isolé* est d'environ 0.3 m dans la jonction. Le maillage ainsi obtenu contient 22 mailles par section de rue et en tout 484 mailles dans la jonction. Par contre, une densité de maillage plus grossière est considérée au sein des rues dans le sens longitudinal où la longueur des mailles vaut 4 à 5 m. Le domaine est initialement vide, le calcul est lancé et

une fois le régime permanent atteint, les écoulements au sein du carrefour isolé sont présentés sur la Figure V. 2.



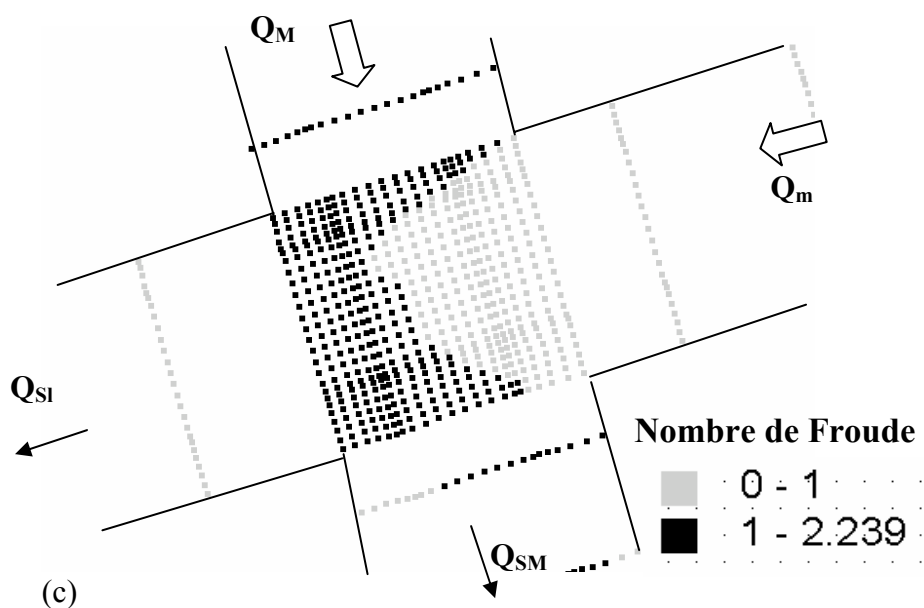


Figure V. 2 : Ecoulement permanent du "carrefour isolé" calculé avec le code 2D : (a)=Champ de hauteur d'eau, (b)=Carte des vecteurs vitesse et (c)=Carte des régimes d'écoulements

La Figure V. 2 révèle que le champ de hauteur d'eau calculé diffère fortement des champs de hauteur d'eau observés expérimentalement et présentés aux Chapitres III et IV. En effet, un ressaut oblique apparaît à partir du coin amont du carrefour A avec un angle important par rapport à l'axe de l'écoulement amont mais il ne perdure pas sur toute la largeur de la jonction. De plus, le régime d'écoulement à l'aval du ressaut oblique est fluvial sur une partie de la jonction, à proximité de la section d'entrée minoritaire  $Q_m$  et est torrentiel à proximité de la section de sortie latérale  $Q_{Sl}$ .

#### b. Influence de l'hypothèse d'écoulement permanent

Avant d'aller plus loin, nous allons vérifier si l'hypothèse d'un régime permanent dans le carrefour isolé a modifié les écoulements par rapport à l'écoulement transitoire calculé au pic de la crue du 3 octobre 1988 dans le carrefour correspondant. On rappelle que le maillage du quartier Richelieu de Nîmes (qui considère 8 mailles en eau par section de rue) est plus grossier que celui du carrefour isolé (22 mailles par section de rue). La Figure V. 3 présente l'écoulement calculé sur le carrefour étudié au pic de la crue de 1988 à Nîmes; cet écoulement présente bien les mêmes caractéristiques que celui obtenu pour le carrefour isolé, tant du



point de vue de l'organisation des régimes d'écoulement dans la jonction que du point de vue du champ de hauteurs d'eau. L'hypothèse de régime permanent n'a donc pas d'effet notable sur la forme de l'écoulement calculé.

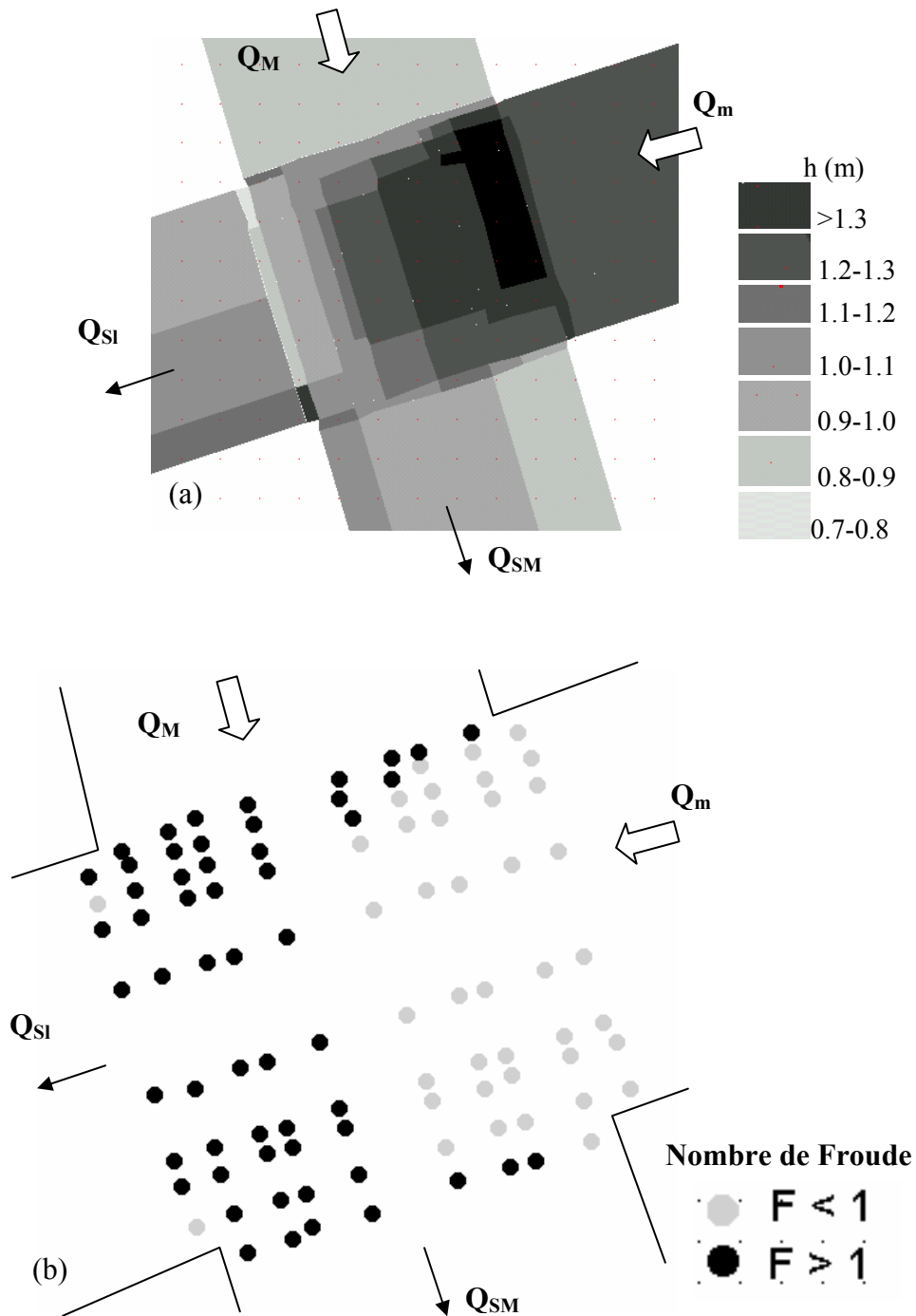


Figure V. 3: Écoulement calculé au pic de la simulation de l'inondation du 3 octobre 1988 à Nîmes (en régime transitoire) dans le carrefour étudié : Champ de hauteurs d'eau (a) et carte des nombres de Froude (b) dans la jonction

## **2) Détails des résultats obtenus par le modèle 2D sur le *carrefour isolé***

Le paragraphe suivant a pour objet de décrire les écoulements du *carrefour isolé* présentés en Figure V. 2. L'écoulement majoritaire atteint la jonction en régime uniforme torrentiel, avec un nombre de Froude amont, calculé précédemment, égal à  $Fr_M=1.27$  et l'écoulement minoritaire atteint la jonction en régime fluvial avec un nombre de Froude égal à 0.82. En atteignant la jonction, l'écoulement majoritaire est dévié du fait de la présence de l'écoulement minoritaire. Au vu des faibles valeurs de débit et de pente de l'écoulement minoritaire comparé à l'écoulement majoritaire, la déviation  $\theta$  de l'écoulement majoritaire est faible, environ  $10^\circ$ . Cependant, les relations d'(Ippen A.T., 1951) montrent que le nombre de Froude de l'écoulement majoritaire étant faible ( $Fr_M=1.27$ ), le ressaut oblique qui peut se développer, même pour une déviation très faible, présente un fort angle ( $\beta > 45^\circ$ ). L'écoulement prédit peut alors se trouver soit en Type I, soit en Type II régime 1 selon la typologie des écoulements présentée au Chapitre III. Dans notre cas, étant donné que l'écoulement majoritaire  $Q_M$  est en régime torrentiel à l'entrée de la jonction, l'écoulement devrait se trouver en Type II régime 1. Il semble important de noter que le fait que le nombre de Froude de l'écoulement majoritaire soit relativement faible ( $Fr_M=1.27$ ), peut entraîner l'apparition d'un ressaut oblique "ondulé", analogue à un ressaut droit ondulé dans la direction perpendiculaire au ressaut oblique. Des incertitudes concernant la forme exacte du ressaut apparaissent donc et devraient donner lieu à des études expérimentales supplémentaires.

D'autre part, le développement d'un jet a lieu au sein de l'écoulement majoritaire dans la jonction, au niveau de la branche aval latérale (Figure V. 4) comme cela a été présenté au Chapitre III. Néanmoins, dans le cas d'un nombre de Froude amont très faible, l'angle de l'onde de dépression devient très important, en effet :

$$\tan\varphi = \frac{1}{F_M} \quad (5)$$

d'après (Rivière N. and Perkins R.J., 2004) avec  $\varphi$  l'angle de l'onde de dépression par rapport à la direction d'écoulement torrentiel (Figure V. 4). Cette équation permet de calculer l'angle de l'onde de dépression :  $\varphi=38.2^\circ$ . Cependant, (Hager W.H. and Yasuda Y., 1997) ont considéré que cette relation ne peut s'appliquer correctement pour des écoulements qui présentent des nombres de Froude amont inférieurs à 3, alors que (Rivière N. and Perkins R.J., 2004) ont montré qu'elle pouvait s'appliquer pour des écoulements à nombre de Froude amont de 1.7.

Outre le fait qu'une partie de l'écoulement à l'aval du ressaut oblique soit en régime fluvial, la différence notable entre l'écoulement du *carrefour isolé* calculé et les écoulements présentés au Chapitre III est que dans le cas présent, les angles du ressaut et de l'onde de dépression sont très importants. En conséquence, l'intersection de ces deux structures va avoir lieu au sein de la jonction **non loin de la section d'entrée majoritaire** et non pas proche de la section de sortie majoritaire, comme c'est le cas pour les écoulements de Type II régime 1 décrits au Chapitre III (cf Figure V. 4). Au final, toute la zone à proximité de la section de sortie latérale  $Q_{SI}$  se trouve en régime torrentiel du fait de la place prise par le développement du jet dans la jonction. Par ailleurs, dans la partie de la jonction à proximité de la sortie aval majoritaire  $Q_{SM}$ , les écoulements sont influencés à la fois par la déviation de l'écoulement majoritaire due au ressaut oblique et par l'onde de dépression. Cependant, la Figure V. 2 montre que les vecteurs vitesses sont globalement orientés vers la branche de sortie majoritaire  $Q_{SM}$  suivant une direction proche de la direction de la ligne de déviation sauf à proximité du coin aval C où l'écoulement est plus orienté vers la branche de sortie latérale.

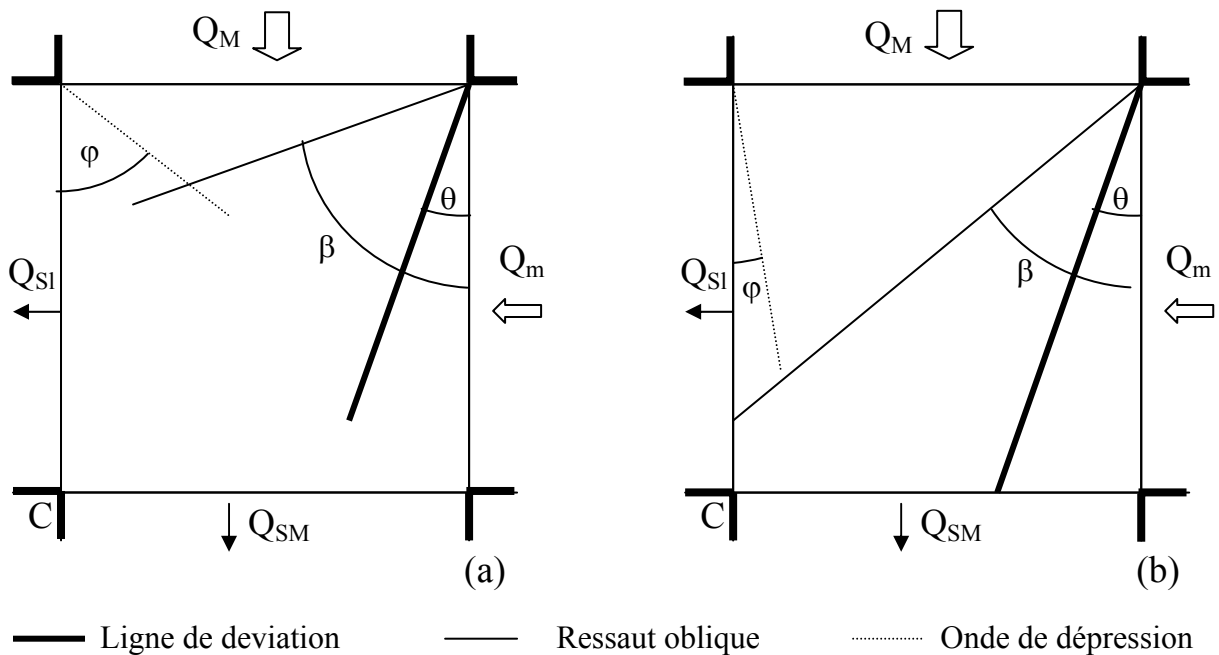


Figure V. 4 : Comparaison des structures d'écoulement en (ou proche du) Type II régime 1 avec un écoulement amont à nombre de Froude faible (a) et fort (b)

### **III. Application des modèles analytiques**

Les modèles analytiques présentés au Chapitre III ont été mis en place afin de prédire les structures d'écoulement et/ou la répartition des débits dans les branches aval de la jonction pour les différents types d'écoulement répertoriés au sein de la typologie correspondante. Leurs hypothèses se basent sur des caractéristiques d'écoulement simples qui ont été observées pour des écoulements amont à nombre de Froude élevé pour lesquels les structures d'écoulement à la jonction sont bien nettes. De plus, la validation de ces modèles a été effectuée à partir des écoulements étudiés expérimentalement pour lesquels les structures d'écoulements satisfaisaient ces hypothèses.

Dans le cas du *carrefour isolé* étudié, le nombre de Froude de l'écoulement majoritaire étant plus faible ( $Fr_M=1.27$ ), la structure d'écoulement qui en résulte ne s'inscrit pas parfaitement au sein de la typologie des écoulements du Chapitre III (Figure V. 2).

Nous avons vu au paragraphe précédent que les principales structures d'écoulement qui apparaissent sur la Figure V. 2 sont : (1) un développement de jet avec un fort angle entre l'onde de dépression et la direction de l'écoulement amont majoritaire et (2) un ressaut oblique à fort angle mais dont l'écoulement à l'aval n'est pas totalement torrentiel. Ces deux structures semblent donc gouverner l'écoulement dans cette configuration et l'utilisation des modèles analytiques correspondants ( $T2r3$  et  $T2r1$ ) pour calculer les débits aval doit donc être testée.

Cependant, par rapport à la typologie mise en place au Chapitre III, l'écoulement semble se situer dans une situation intermédiaire entre le Type II régime 1 (pour lequel un ressaut oblique se développe et s'étend en travers du carrefour jusqu'à la section de sortie du carrefour) et un Type I pour lequel le ressaut correspondant à l'écoulement amont majoritaire est détaché dans la branche amont de la jonction. Le modèle analytique correspondant au Type I devra donc de même être testé.

Le paragraphe suivant a alors pour objectif de vérifier les possibilités d'utilisation de ces modèles analytiques pour prédire les débits aval de la jonction dans le cas d'un tel écoulement qui sort de la typologie.

L'utilisation du modèle analytique  $T2r1b$  permettant de calculer en Type II l'angle du ressaut oblique  $\beta$  à partir des caractéristiques de l'écoulement amont nécessite que la déviation

calculée  $\theta$  soit inférieure à la déviation maximale  $\theta_{max}$  prédite par les relations d'(Ippen A.T., 1951) (cf Chapitre III). Il s'avère qu'avec un nombre de Froude amont  $Fr_M=1.27$ , l'angle de déviation maximal donné par les relations d'(Ippen A.T., 1951) est seulement d'environ  $\theta_{max}=6^\circ$ , ce qui est inférieur à la déviation  $\theta$  de l'écoulement majoritaire. Aussi la tentative d'utilisation du modèle *T2r1b* pour le cas *carrefour isolé* afin de calculer les angles de déviation et du ressaut oblique ne peut aboutir, le modèle ne pouvant converger car les relations de traversée d'un ressaut oblique selon (Ippen A.T., 1951) ne peuvent être utilisées. On en conclut donc que l'écoulement observé n'est pas parfaitement en Type II régime 1 mais se trouve en situation intermédiaire entre un Type II régime 1 pour lequel un ressaut oblique a lieu dans la jonction et un Type I pour lequel un ressaut droit a lieu dans la branche amont. Selon la théorie de détachement des ressauts présentée au Chapitre III, le ressaut semble être en fait un intermédiaire entre un ressaut oblique et un ressaut droit (cf. Figure III.22 du Chapitre III) ; il se trouve très légèrement détaché vers l'amont au sein de la branche majoritaire et ce détachement est trop faible pour apparaître franchement sur le champ de hauteur d'eau calculé par le code 2D (Figure V. 2).

Pour cet écoulement intermédiaire, le modèle analytique *T2r1* mis en place pour des écoulements en Type II régime 1 ne peut donc être utilisé. On peut néanmoins mesurer les angles approximatif du ressaut (en l'assimilant à un vrai ressaut oblique) et de la déviation sur les résultats du modèle 2D (Figure V. 2) et appliquer le modèle *T2r1a* présenté au Chapitre III pour calculer analytiquement les deux débits aval. Les résultats obtenus avec  $\beta=70^\circ$  et  $\theta=10^\circ$  mesurés sur les résultats du calcul 2D sont  $Q_{SM}=25.15 \text{ m}^3/\text{s}$  et  $Q_{SI}=3.01 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Par ailleurs, l'écoulement étant intermédiaire entre un Type I et un Type II régime 1 selon la typologie présentée au Chapitre III, la relation empirique *T1* (6) développé au Chapitre III et destinée à prédire la distribution des débits aval pour des écoulements en Type I est appliquée :

$$\frac{Q_{SM}}{Q_m}=0.75\frac{Q_M}{Q_m}+0.25 \quad (6)$$

En appliquant cette relation aux conditions d'écoulement du *carrefour isolé*, on obtient :

$\frac{Q_{SM}}{3.02}=0.75\frac{25.14}{3.02}+0.25$ , soit  $Q_{SM}=19.61 \text{ m}^3/\text{s}$  et donc  $Q_{SI}=8.55 \text{ m}^3/\text{s}$ . Or le Tableau V. 5 a montré que les débits aval prédits par le calcul 2D sont de  $Q_{SM}=22.20 \text{ m}^3/\text{s}$  et  $Q_{SI}=6.0 \text{ m}^3/\text{s}$ . La relation empirique *T1* donne donc une répartition des débits très différente de celle calculée par le code 2D, avec une erreur de près de 40% pour l'estimation du débit minoritaire  $Q_{SI}$ .

Ceci étant, au vue de l'importance que prend l'onde de dépression au sein de la jonction (cf Figure V. 2), il semble cohérent que le développement du jet torrentiel majoritaire soit déterminant pour la distribution des débits dans les branches aval. Le modèle analytique *T2r3* (7) développé par (Rivière N. and Perkins R.J., 2004) est donc appliqué au cas du *carrefour isolé* avec  $Fr_M=1.27$  et  $Q_M=25.14 \text{ m}^3/\text{s}$ :

$$Q_{Sl} = \frac{8}{27F_M} Q_M \quad (7)$$

L'application du modèle *T2r3* prédit un débit aval latéral  $Q_{Sl}=5.87 \text{ m}^3/\text{s}$ , et donc  $Q_{SM}=22.33 \text{ m}^3/\text{s}$ .

	Code de calcul 2D	Modèle <i>T1</i>	Modèle <i>T2r1a</i>	Modèle <i>T2r3</i>
$Q_{SL} \text{ (m}^3/\text{s)}$	6.0	8.55	3.01	5.87

*Tableau V. 3 : Débit aval latéral  $Q_{SL}$  prédit par le code 2D et les différents modèles analytiques*

Le débit latéral calculé par le code 2D (Tableau V. 3) est donc très proche du débit latéral prédit par le modèle de développement du jet (modèle *T2r3*) dans l'hypothèse où ce jet n'est pas influencé par le ressaut au sein de la jonction. Cela montre que l'onde de dépression joue un rôle prédominant pour la distribution des débits aval dans la jonction.

#### **IV. Influence de la topographie et densité de maillage sur les résultats du calcul 2D**

On se propose dans ce paragraphe d'étudier l'influence de deux paramètres sur les écoulements calculés par le calcul 2D : la densité de maillage (longitudinale dans les rues et dans la jonction) ainsi que la prise en compte de la topographie réelle.

##### **1) Influence de la densité de maillage longitudinale dans les rues**

Du fait de l'importance des longueurs de rue par rapport à leur largeur et donc à la surface des carrefours, les maillages utilisés au Chapitre VI pour mailler un quartier de ville entier sont relativement lâches dans le sens longitudinal au sein des rues. En effet, la considération d'un maillage fin et régulier dans les rues rendrait le nombre de mailles du calcul prohibitif pour toute tentative de simulation de l'inondation. En outre, la faible densité de maillage

longitudinale utilisée dans les rues semble cohérente avec le fait que les écoulements y sont fortement monodimensionnels.

Le cas du *carrefour isolé* étudié ici se base donc sur une faible densité de maillage longitudinale dans les rues : la longueur caractéristique de ces mailles étant de 4 à 5 mètres alors que leur largeur est de l'ordre de 30 cm. Afin d'étudier l'influence de la densité de maillage longitudinale au sein des rues, le calcul *carrefour isolé* est repris, son maillage n'est pas modifié au sein de la jonction mais est affiné dans le sens longitudinal dans les rues. La dimension caractéristique longitudinale des mailles de rue passe alors à 0.8 m et le nouveau calcul est nommé *carrefour isolé affiné* (ses paramètres de calcul, hormis ceux concernant le maillage sont similaires à ceux du *carrefour isolé*). L'écoulement permanent prédit dans la jonction par le code de calcul 2D est présenté sur la Figure V. 5 ; il est au premier ordre très similaires à celui du *carrefour isolé* présenté sur la Figure V. 2.

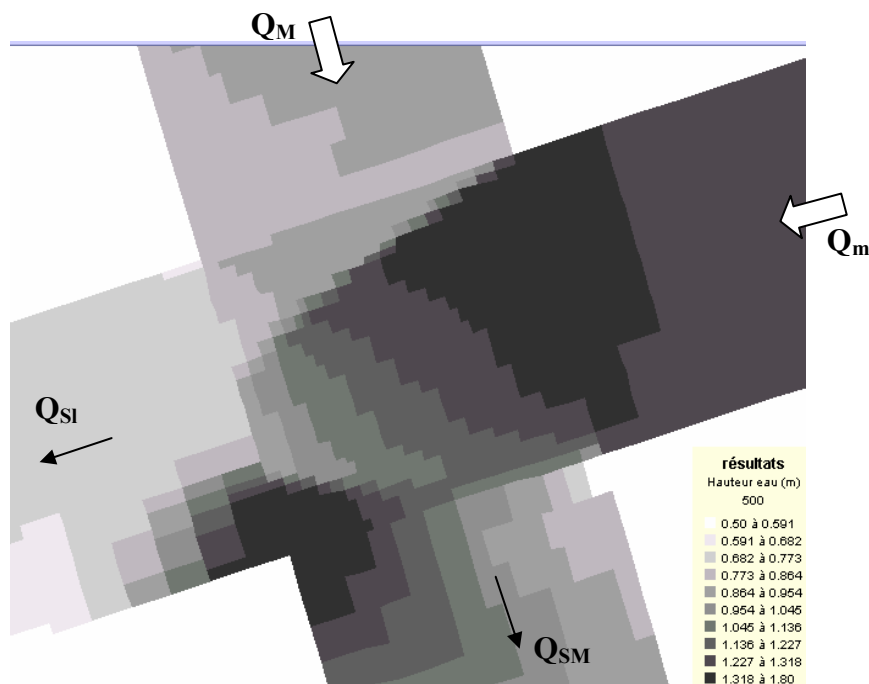


Figure V. 5 : Champ de hauteur calculé pour le "carrefour isolé affiné" (avec le maillage longitudinal affiné dans les rues)

De plus, les maillages des deux calculs étant identiques dans la jonction, il est possible de comparer directement les hauteurs d'eau prédites sur les mailles de calcul de la jonction. Une comparaison des champs de hauteur d'eau prédits par les calculs utilisant les deux maillages : le *carrefour isolé* et le calcul *carrefour isolé affiné* est proposée dans le Tableau V. 4. La relativement faible différence moyenne de prédiction des hauteurs d'eau locales dans la

jonction (4.3% de la hauteur prédite) confirme la proximité des résultats des 2 calculs. En définitive, la qualité de prédiction des champs de hauteur d'eau calculés à la jonction par le calcul *carrefour isolé* ne semble pas être altérée trop fortement par la réduction de densité du maillage longitudinale des rues.

$\overline{dh}$	Différence moyenne	Ecart type
3.3 cm	4.3 %	10.9 cm

Tableau V. 4 : Comparaison des champs de hauteur d'eau prédits par les calculs "carrefour isolé" (maillage grossier dans les rues) et "carrefour isolé affiné" (maillage affiné longitudinalement dans les rues) avec  $\overline{dh} = \frac{1}{n} \sum dh$  où  $dh = h_{\text{carrefour\_isolé}} - h_{\text{carrefour\_affiné}}$  et  $n$  le

nombre de mailles dans la jonction ;  $\text{Différence} = \frac{1}{n} \sum \frac{\text{Abs}(dh)}{h_{\text{carrefour\_isolé}}}$  et  $\text{Ecart type} = \sqrt{\frac{\sum (dh)^2}{n}}$

Enfin, pour ce qui concerne la répartition des débits à la jonction, le Tableau V. 5 rassemble les deux débits aval prédits par les deux calculs. La différence de prédiction des débits aval est de 3% pour le débit majoritaire  $Q_{SM}$  et de 12.5% du débit aval latéral  $Q_{SL}$ .

	$Q_{SM}$ (m <sup>3</sup> /s)	$Q_{SL}$ (m <sup>3</sup> /s)
Carrefour isolé	<b>22.20</b>	<b>6.00</b>
Carrefour isolé affiné	<b>22.93</b>	<b>5.25</b>

Tableau V. 5 : Répartition des débits prédite par les calculs "carrefour isolé" et "carrefour isolé affiné"

## 2) Sensibilité du calcul "carrefour isolé" à la densité de maillage dans la jonction

Un nouveau calcul, nommé *carrefour isolé grossier*, est introduit. Sa différence par rapport au calcul *carrefour isolé* concerne la densité de maillage transversale dans les rues et donc la densité de maillage dans la jonction. Chaque maille du calcul *carrefour isolé grossier* correspond à quatre mailles du *carrefour isolé* de la même façon que sur la Figure V. 8a. Ainsi en moyennant les hauteurs d'eau calculées sur les quatre mailles du calcul *carrefour isolé* correspondant à chaque maille du *carrefour isolé grossier*, il est possible de comparer directement les deux champs de hauteur d'eau calculés dans la jonction. Le Tableau V. 6 montre que l'influence de la densité de maillage dans la jonction sur le champ de hauteur d'eau calculé (à la jonction) est limitée. En effet, la différence moyenne de hauteur d'eau calculée entre les deux calculs est seulement de 2.5% de la hauteur d'eau.



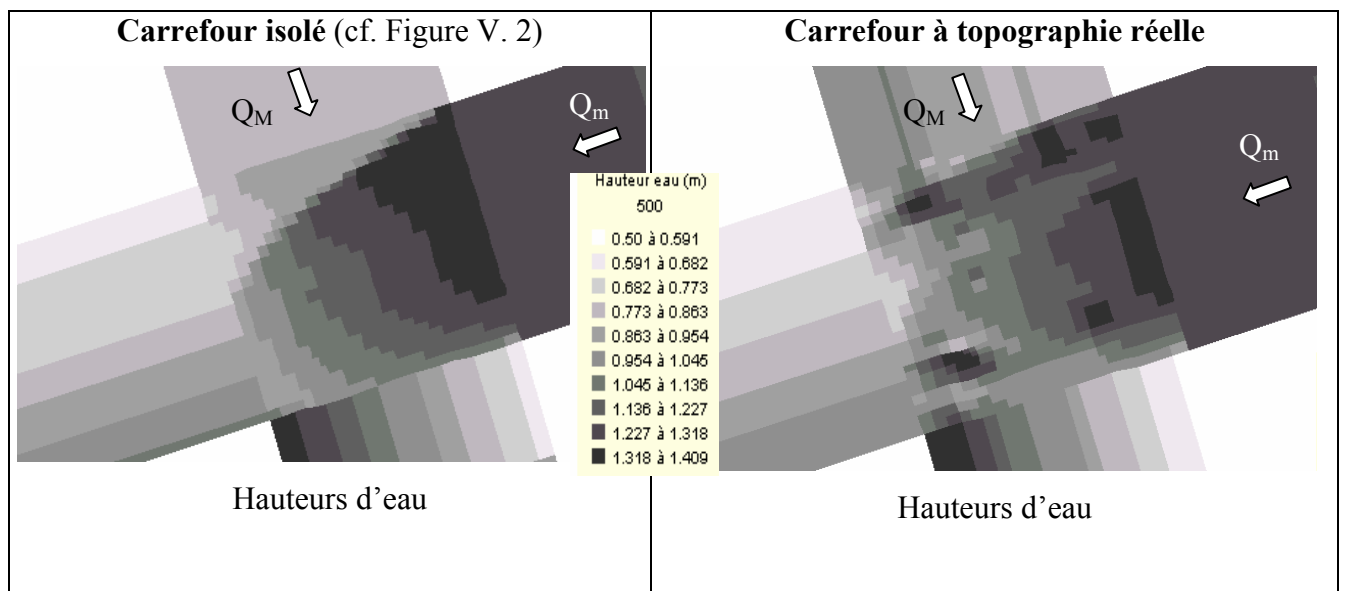
$\overline{dh}$	Différence moyenne	Ecart type
2.0 cm	2.45%	3.3 cm

Tableau V. 6 : Comparaison des champs de hauteur d'eau prédits par le calcul "carrefour isolé" et le "carrefour isolé grossier" avec les indicateurs de comparaison présentés sur le Tableau V. 4.

### 3) Influence de la topographie réelle sur le champ de hauteur d'eau calculé

Les calculs présentés précédemment dans ce chapitre considèrent une représentation topographique simplifiée du domaine d'étude, les sections de rues sont horizontales et la jonction est plane. Cette simplification permet de comparer la structure des écoulements calculés avec les structures observées au Chapitre III sur l'installation expérimentale (où la topographie du domaine d'étude était aussi simplifiée). L'objectif de ce paragraphe est désormais de tester l'influence de la prise en compte du profil des rues et de la topographie réelle dans la jonction sur les structures d'écoulement qui apparaissent au sein du carrefour.

Pour cela, la topographie réelle du carrefour de la ville de Nîmes est considérée. Les profils de rue se basent sur les formes de trottoir, les largeurs et profondeurs des caniveaux et sur l'altitude du centre de la rue. Ce nouveau calcul est appelé *carrefour à topographie réelle*, le reste des paramètres est identique au cas du *carrefour isolé* : les caractéristiques du maillage, les paramètres numériques et les conditions limites sont les mêmes. Les résultats obtenus pour ces deux calculs sont comparés sur la Figure V. 6.



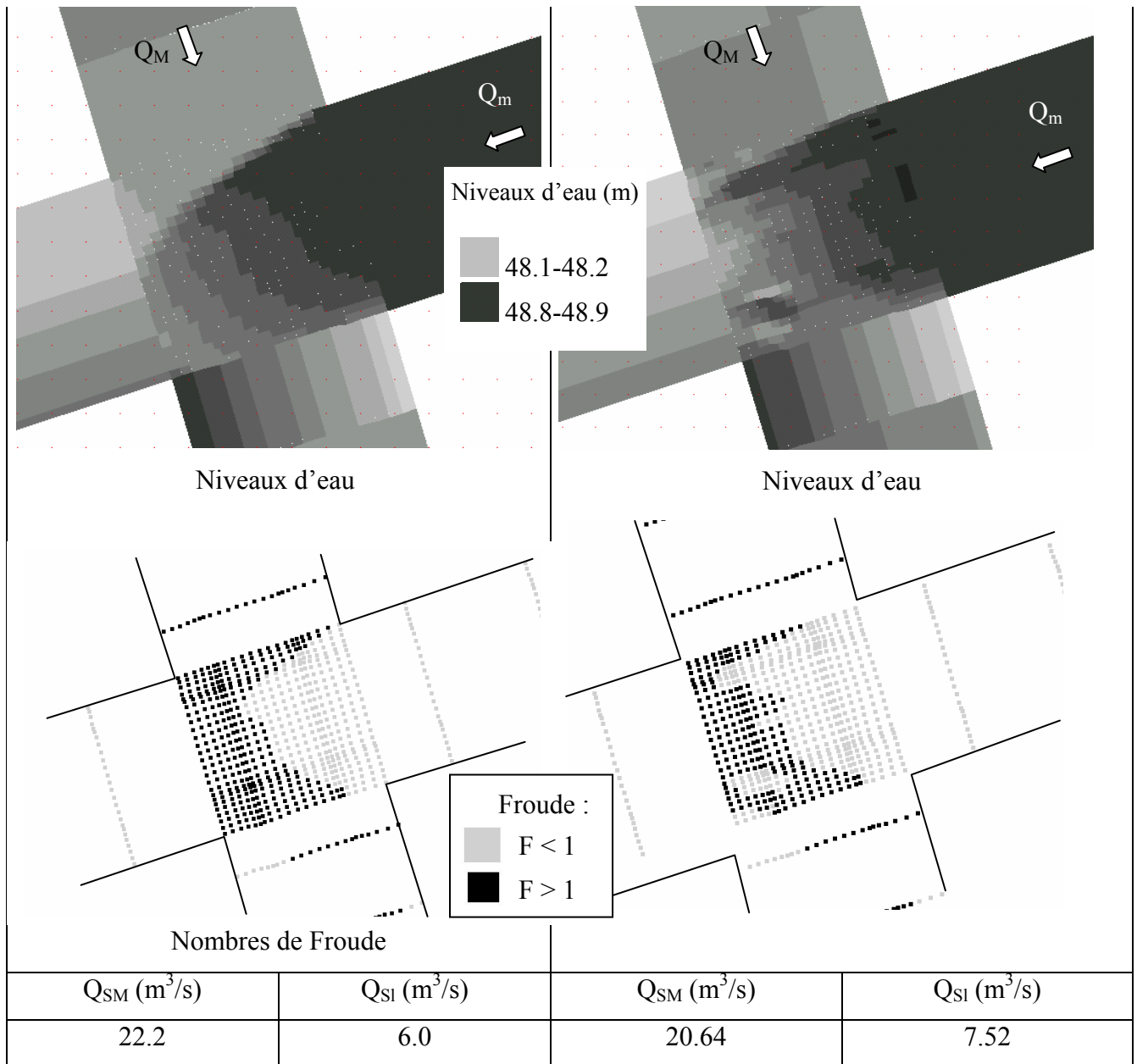


Figure V. 6 : Comparaison des résultats des calculs pour le "carrefour isolé" et le "carrefour à topographie réelle" : champ de hauteurs d'eau, de niveau d'eau, carte des nombres de Froude et débits aval prédits.

La Figure V. 6 montre l'influence de la prise en compte de la topographie réelle des rues et du carrefour sur les caractéristiques de l'écoulement calculé. Il apparaît que le champ de hauteur d'eau est fortement modifié par les variations de topographie dans la jonction. En effet, les structures d'écoulement principales telles l'onde de dépression, le ressaut oblique, le bourrelet ne peuvent plus être clairement identifiées et ne permettent donc pas d'identifier le type d'écoulement calculé. Le Tableau V. 7 montre que la différence moyenne de hauteur locale

calculée à la jonction entre les deux calculs est de près de 12%. Ce "désordre" introduit au sein de l'écoulement à la jonction peut aussi être observé sur la carte des régimes d'écoulement (Figure V. 6). L'organisation des zones de régime d'écoulement dans la jonction sur les résultats du calcul à topographie réelle semble plus due à l'altitude des mailles considérées qu'aux structures d'écoulement. En conséquence, la répartition des débits dans les branches aval est fortement modifiée par la topographie de la jonction, le débit minoritaire  $Q_{SI}$  variant de près de 25% entre les deux calculs.

Etant donné que les modèles analytiques se basent sur les structures d'écoulement identifiées (onde de dépression, ressaut oblique, plan de séparation des écoulements), il semble que les modèles analytiques ne puissent pas être utilisés dans une configuration de carrefour à forte perturbation topographique pour calculer la répartition des débits aval.

$\overline{dh}$	Différence (%)	Ecart type
8.0 cm	12.0 %	17.6 cm

Tableau V. 7 : Comparaison des hauteurs d'eau calculées à la jonction par le code 2D pour le "carrefour isolé" et le "carrefour à topographie réelle", avec  $\overline{dh} = \frac{1}{n} \sum dh$  où

$dh = h_{\text{carrefour\_isolé}} - h_{\text{carrefour\_à\_topographie\_réelle}}$  et n le nombre de mailles;  $Différence = \frac{1}{n} \sum \frac{Abs(dh)}{h_{\text{carrefour\_isolé}}}$

et  $Ecart\ type = \sqrt{\frac{\sum (dh)^2}{n}}$

#### 4) Vérification de l'influence de la densité de maillage avec la topographie réelle

L'objectif est ici d'étudier si les différences de champ de hauteur d'eau et de distribution des écoulements dans les rues aval relevées entre les calculs d'écoulement sur le *carrefour isolé* et le *carrefour à topographie réelle* sont supérieures aux différences induites par une modification de la densité de maillage utilisée pour le calcul. Pour cela, le calcul *carrefour à topographie réelle* est repris et relancé à l'aide du code de calcul 2D en utilisant trois densités de maillage différentes :

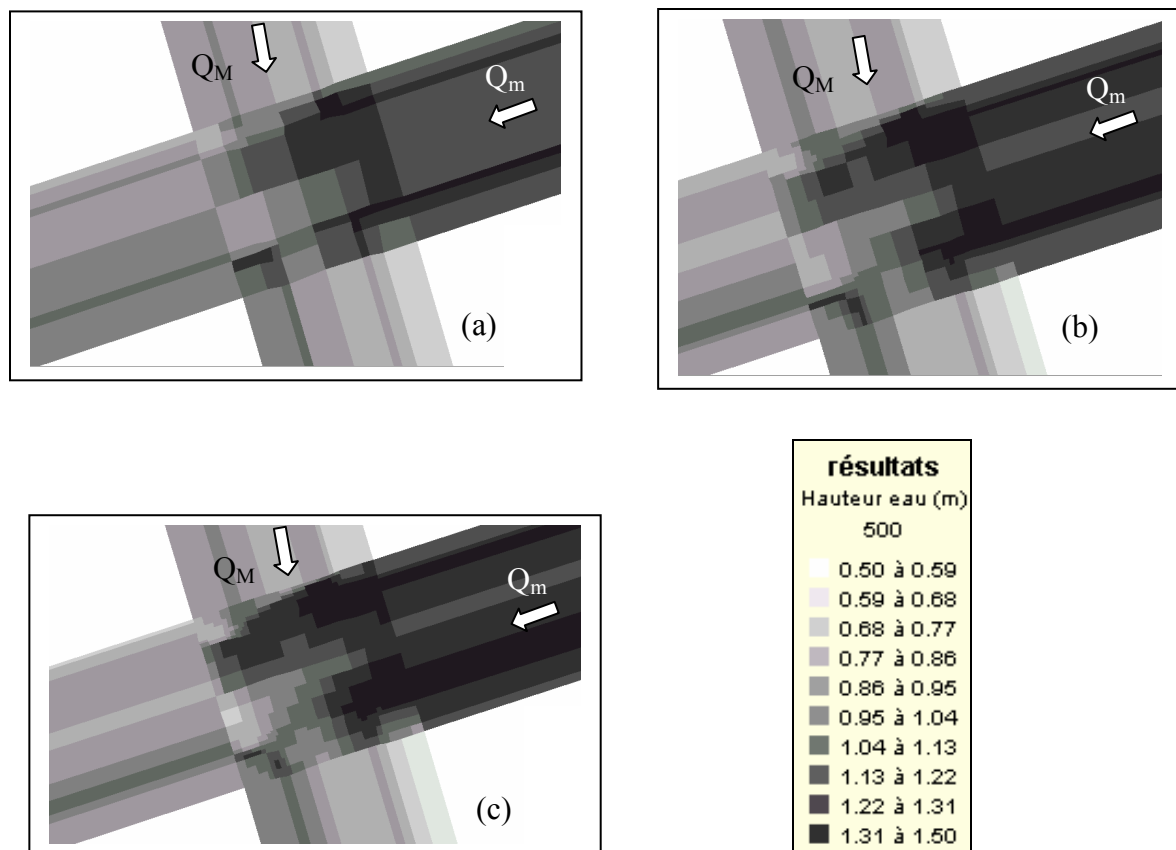
Le **maillage 1** correspond à la densité de maillage de base considérée dans le calcul de l'inondation de Nîmes (8 mailles en eau par section de rue, soit 64 mailles en eau dans la jonction). Le maillage longitudinal dans les rues présente une longueur de mailles moyenne de 15 mètres.

Le **maillage 2** est établi à partir du maillage 1 en doublant le nombre de mailles par section de rues, il est donc constitué de 16 mailles en eau par section. Au sein de la jonction, chaque maille du *maillage 1* est alors découpée en quatre mailles dans le *maillage 2*.

Le **maillage 3** est de même établi à partir du maillage 1 en multipliant par 3 le nombre de mailles par section de rues (atteignant alors 24 mailles en eau par section). Chaque maille du *maillage 1* est alors découpée en 9 mailles identiques dans le *maillage 3*, ce qui donne un total de 576 mailles dans la jonction.

*a. Influence de la densité de maillage sur les champs de hauteur d'eau*

Les champs de hauteurs d'eau prédits par les trois calculs d'écoulement à la jonction correspondant au *carrefour à topographie réelle* en utilisant les maillages 1, 2 et 3 sont présentés sur la Figure V. 7. Il semble que ces trois champs de hauteur sont relativement semblables.



*Figure V. 7 : Champs de hauteur d'eau calculés en considérant la topographie réelle à l'aide des trois maillages considérés : (a) = maillage 1, (b) = maillage 2 et (c) = maillage 3.*

Cependant, la comparaison visuelle des champs de hauteur d'eau est rendue délicate par l'absence des structures d'écoulement nettes et une comparaison plus fine des trois champs de hauteur d'eau prédits est proposée ci-après. Les maillages 2 et 3 se basent sur la structure du maillage 1, chacune des mailles du maillage 1 est découpée en 4 et 9 mailles de même tailles dans les maillages 2 et 3, respectivement, comme le montre la Figure V. 8. Alors, en moyennant les hauteurs d'eau calculées sur les 4 ou 9 mailles correspondant à chacune des mailles de la jonction du maillage 1, on obtient les champs de hauteur calculés par les calculs utilisant les maillages 2 et 3 retranscrits sur la grille du maillage 1. Il est ainsi aisé de comparer directement les hauteurs d'eau prédites sur chacune des 64 mailles du maillage 1 pour les trois calculs (Tableau V. 8). Par ailleurs, une autre comparaison des maillages 1 et 3 est proposée, elle consiste, pour le calcul effectué sur le maillage 3, à ne considérer que les résultats calculés sur les 64 mailles situées au centre des 9 mailles voisines découpées au sein de chaque maille du maillage 1 (cf Figure V. 8). Ce cas est nommé *Centre div 3*.



Figure V. 8 : Présentation des maillages 1 (en gras) et des maillages 2 (pointillés a) et 3 (pointillés b). Les croix grises indiquent les mailles considérées dans le cas "Centre div 3"

Comparaisons :	$\overline{dh}$	Différence (%)	Ecart type
maillages 1 & 2	-2.3 cm	3.3 %	4.7 cm
maillages 1 & 3	-3.5 cm	5.6 %	8.0 cm
maillages 2 & 3	-1.2 cm	2.5 %	3.8 cm
maillages 3 & Centre div 3	-0.5 cm	1.3 %	2.4 cm

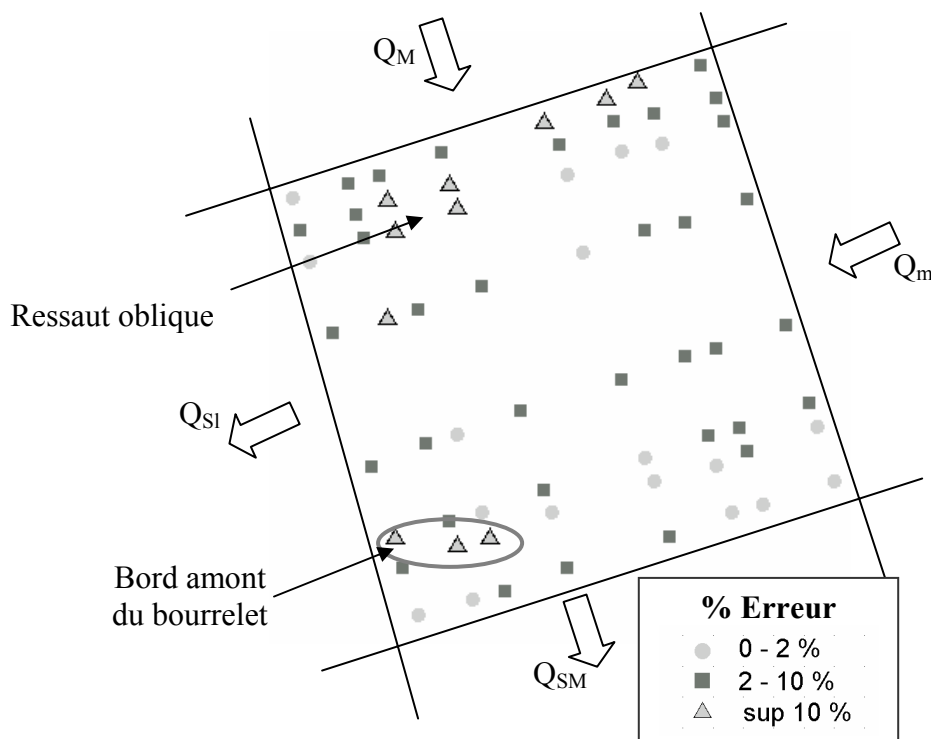
Tableau V. 8 : Comparaison des champs de hauteur d'eau transposés sur les 64 mailles du maillage 1, avec  $\overline{dh} = \frac{1}{n} \sum dh$  où  $dh$  = différence de hauteur d'eau prédite entre les deux calculs

comparés et  $n=64$ ;  $Différence = \frac{1}{n} \sum \frac{Abs(dh)}{h}$  et  $Ecart\ type = \sqrt{\frac{\sum (dh)^2}{n}}$

Le Tableau V. 8 montre d'une part que le champ de hauteur d'eau prédit par le calcul utilisant le maillage 3 avec les deux méthodes de transposition sur la grille du maillage 1 sont très

proches (différence moyenne de 1.3 %). D'autre part, ce tableau montre que les trois champs de hauteur d'eau présentés en Figure V. 7 présentent des différences faibles ; la différence moyenne des hauteurs d'eau locales calculées à la jonction allant de 2.5 à 5.6 % de la hauteur calculée. Cependant, il apparaît que les résultats des calculs utilisant les maillages 2 et 3 (Différence moyenne de 2.5 %) sont plus proches l'un de l'autre que ceux utilisant les maillages 1 et 2 (Différence moyenne de 3.3 %) ou 1 et 3 (Différence moyenne de 5.6 %). Cela montre qu'une discrétisation de la jonction en plus de 64 mailles permet d'obtenir un champ de hauteur d'eau calculé plus précis.

La Figure V. 9 montre alors que les plus grandes différences de prédiction de hauteur d'eau se situent au niveau du ressaut oblique et du bourrelet. Ainsi, en considérant une topographie réelle et un nombre de Froude amont de l'écoulement majoritaire assez faible, il apparaît que l'influence de la densité de maillage sur les champs de hauteur d'eau calculés est principalement liée à la qualité de représentation des structures d'écoulement dans les carrefours, notamment la largeur et position des ressauts hydrauliques. L'influence de la densité de maillage est donc la même que pour une configuration expérimentale à fond plat (comme présenté au Chapitre IV).



*Figure V. 9 : Localisation des différences entre les champs de hauteur d'eau prédits par les calculs utilisant les maillages 1 et 3 (retranscrit sur la grille de calcul du maillage 1).*

*b. Influence de la densité de maillage sur la prédiction des débits aval*

Le Tableau V. 9 présente les débits aval calculés par les calculs précédents : maillages 1, 2 et 3. Il apparaît que la différence maximale entre les débits de sortie sur chaque branche est de  $0.34 \text{ m}^3/\text{s}$ , ce qui est relativement faible par rapport aux valeurs de débits de sortie : 1.6% de  $Q_{SM}$  et 5.1% de  $Q_{SL}$ . Il semble donc que la modification de la densité de maillage dans la jonction n'entraîne pas de grande modification de répartition des débits dans cette configuration d'écoulement.

	<b>Maillage 1</b>	<b>Maillage 2</b>	<b>Maillage 3</b>
<b><math>Q_{SM} \text{ (m}^3/\text{s)}</math></b>	21.54	21.32	21.2
<b><math>Q_{SL} \text{ (m}^3/\text{s)}</math></b>	6.62	6.84	6.96

*Tableau V. 9 : Valeurs des débits aval calculés en considérant la topographie réelle à l'aide des trois maillages considérés.*

**5) Synthèse de l'influence de densité de maillage et de prise en compte de la topographie réelle dans la jonction sur les résultats du calcul 2D**

Nous avons vu sur les Tableau V. 4, Tableau V. 6 et Tableau V. 8 que les différences entre les champs de hauteur d'eau calculés en conservant la même représentation topographique du carrefour et en modifiant la densité de maillage (dans le sens longitudinal dans les rues ou dans la jonction) se situent entre 2 et 5 % de la hauteur d'eau locale calculée. Il apparaît de même que l'influence de la modification de densité de maillage dans la jonction est sensiblement similaire en considérant une topographie simplifiée et la topographie réelle dans la jonction.

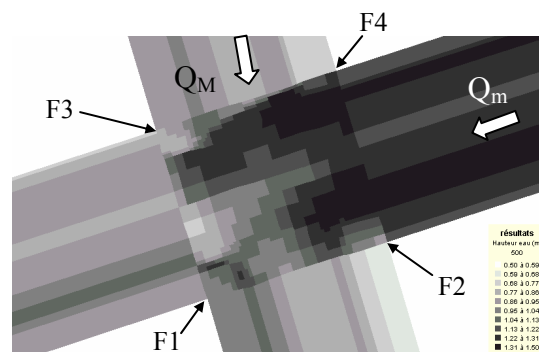
Par ailleurs, les différences de prédiction de champ de hauteur d'eau obtenues en conservant la même densité de maillage et en considérant alternativement une topographie réelle et une topographie simplifiée sur le domaine d'étude sont légèrement plus importantes (12 % de différences sur le Tableau V. 7).

Cela montre que l'amélioration de la qualité de prédiction des champs de hauteur d'eau aux carrefours dans une configuration similaire à celle étudiée ici semble passer en priorité par une amélioration de la qualité de représentation topographique du domaine.

## **V. Incertitudes de comparaison locale entre les résultats numériques et les mesures de laisses de crue**

### **1) Variabilité des hauteurs d'eau calculées aux coins du carrefour**

Il est important de rappeler que 85% des laisses de crues de l'événement du 3 octobre 1988 à Nîmes se situent aux coins des carrefours. Aussi, comme au Chapitre IV, il semble intéressant d'étudier l'influence de différents paramètres sur les hauteurs d'eau calculées par le code 2D aux coins du carrefour étudié dans ce chapitre. Cela doit permettre de préciser les incertitudes concernant la prédiction de ces hauteurs locales et donc les incertitudes introduites dans leur comparaison avec les laisses de crue. Afin de quantifier la variation locale de prédiction de hauteur d'eau aux coins du carrefour, les résultats des calculs dans les mailles situées aux 4 coins des carrefours seront analysés (cf Figure V. 10).



*Figure V. 10 : Localisation des points d'étude aux quatre coins du carrefour*

Pour ce qui concerne l'effet de la représentation topographique du domaine, les hauteurs calculées aux 4 coins du *carrefour isolé* sont comparées avec celles calculées aux coins du *carrefour à topographie réelle*, (voir les paragraphes précédents). De même, afin d'étudier l'influence de la densité de maillage longitudinale dans les rues, les hauteurs d'eau aux coins du carrefour calculées pour le *carrefour isolé affiné* sont ajoutées au Tableau V. 10.



	Hauteur d'eau F1 (m)	Hauteur d'eau F2 (m)	Hauteur d'eau F3 (m)	Hauteur d'eau F4 (m)
<b>Carrefour isolé</b>	1.12	1.03	0.80	1.32
<b>Carrefour isolé affiné</b>	1.55	1.04	0.86	1.31
<b>Carrefour à topographie réelle</b>	1.19	0.96	0.93	1.32

Tableau V. 10 : Hauteurs d'eau calculées aux 4 mailles des coins de la jonction pour le "carrefour isolé" (à fond plat), le "carrefour isolé" et pour le "carrefour isolé à topographie réelle".

Il apparaît sur le Tableau V. 10 que la simplification de la topographie du carrefour en une jonction à fond plat peut entraîner une variation non négligeable des hauteurs d'eau calculées aux coins du carrefour. Ainsi, au coin F3, la hauteur d'eau calculée varie de 13 cm entre les calculs nommés *carrefour isolé* et *carrefour à topographie réelle*, soit de près de 15% de la hauteur d'eau calculée. Par contre, il apparaît que cette variation de hauteur dépend des coins du carrefour. En F4, la variation de hauteur d'eau n'est que de 0.1 cm. Par ailleurs, les résultats des Tableau V. 10 et Tableau V. 7 montrent que les variations de hauteur d'eau au niveau des coins entre ces deux calculs sont de l'ordre de grandeur de la différence moyenne entre les deux champs de hauteur d'eau à la jonction ( $\overline{dh} = 8$  cm sur le Tableau V. 7). Au final, les différences de hauteur d'eau locale aux coins semblent dépendre à la fois des différences d'altitude des mailles étudiées entre les deux calculs et de même des différences entre les écoulements prédits globalement dans le carrefour. Enfin, en comparant les résultats obtenus sur le *carrefour isolé* et le *carrefour isolé affiné* pour lesquels les seules différences résident dans la densité de maillage longitudinale des rues, il apparaît que la seule différence notable de hauteur d'eau calculée se trouve en F1 soit près du bourrelet aval où le calcul *carrefour isolé affiné* prédit une hauteur d'eau largement plus importante aux autres calculs.

Ceci étant dit, la laisse de crue étant mesurée au coin du carrefour, les résultats en trois mailles (présentées sur la Figure V. 11) peuvent en réalité être choisis pour être comparés à la hauteur d'eau mesurée. La comparaison des hauteurs d'eau calculées à partir du calcul *carrefour isolé affiné*, sur les trois mailles encadrant chaque coin est présentée dans le Tableau V. 11. Les résultats de ce tableau montrent la très grande variabilité de hauteur d'eau entre les mailles bordant chaque coin. En effet, pour un coin donné, les mailles situées dans les deux branches (mailles *a* et *b*) appartiennent généralement à des structures d'écoulement

différentes. Par exemple, pour ce qui est du coin F3, la maille F3a est située dans l'écoulement amont uniforme alors que la maille F3b se trouve au sein de la zone de recirculation de la branche aval. De même la hauteur d'eau de la maille F4a correspond à la hauteur d'eau normale de l'écoulement minoritaire et est donc fortement inférieure à celle de la maille F4b qui elle est la hauteur normale de l'écoulement amont majoritaire.

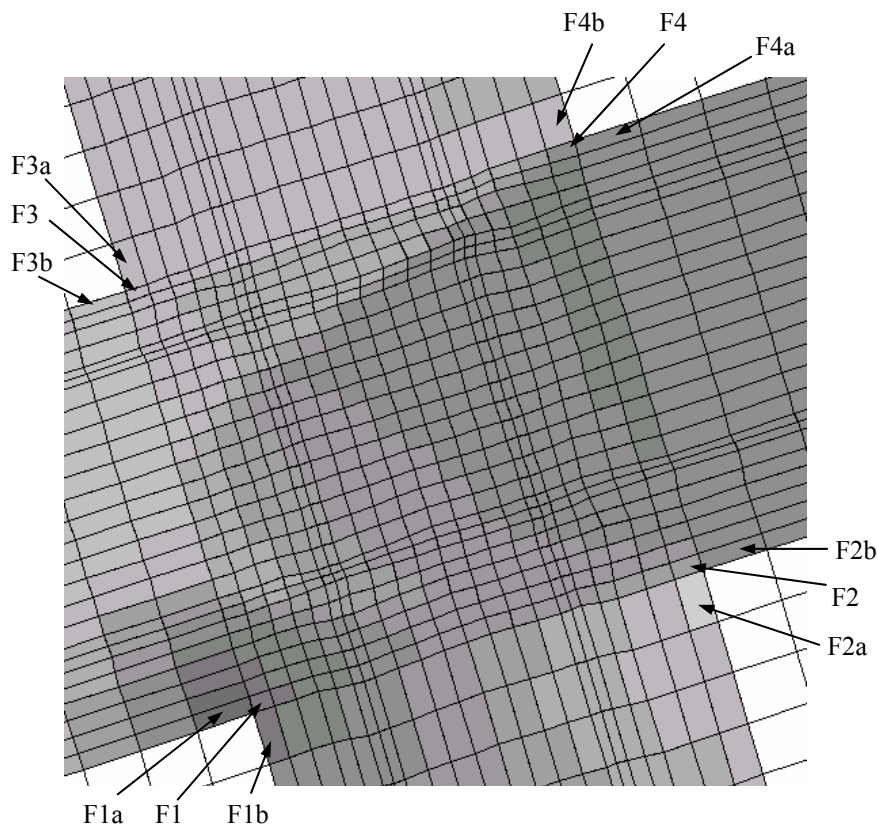


Figure V. 11 : Localisation des 3 mailles encadrant chaque coin du carrefour pour le maillage du "carrefour isolé affiné".

Maille	F1	F1a	F1b	F2	F2a	F2b	F3	F3a	F3b	F4	F4a	F4b
Hauteur (m)	1.55	1.72	1.48	1.04	0.57	1.32	0.86	0.86	0.67	1.31	1.34	0.86

Tableau V. 11 : Hauteurs d'eau calculées par le calcul "carrefour isolé affiné" aux trois mailles bordant chaque coin du carrefour.

La laisse de crue de l'événement du 3 octobre 1988 à Nîmes est de 1.70 m et est localisée selon nos renseignements à proximité du coin amont F4, le lieu de mesure exact étant très incertain. Ainsi, si la laisse de crue a été, en réalité, mesurée plutôt du côté de la maille F4b ( $h_{\max_{\text{calculé}}} = 0.86$  m), les résultats du calcul sous-estiment beaucoup plus fortement la hauteur d'eau maximale réelle de l'inondation que si la laisse a été mesurée du côté de la maille F4a ( $h_{\max_{\text{calculé}}} = 1.34$  m). En définitive, il semble que le positionnement précis des

laisses de crue relevées dans les carrefours est particulièrement important étant donnée la forte variabilité de hauteur d'eau autour des coins des carrefours qui ne sont pas totalement en régime torrentiel.

## **2) Effet de la densité de maillage sur les hauteurs d'eau calculées aux coins du carrefour**

Nous allons désormais étudier l'influence de la discrétisation du maillage sur les variations de hauteurs d'eau calculées aux coins du carrefour. Pour cela, les hauteurs prédites aux 4 coins du carrefour pour les calculs avec la topographie réelle du carrefour considérée et en utilisant les trois maillages (Maillage 1, 2 et 3) décrits au paragraphe IV.4 sont présentées dans le Tableau V. 12:

	<b>Hauteur en F1 (m)</b>	<b>Hauteur en F2 (m)</b>	<b>Hauteur en F3 (m)</b>	<b>Hauteur en F4 (m)</b>
<b>Maillage 1</b>	1.04	1.09	0.85	1.10
<b>Maillage 2</b>	0.98	1.01	0.83	1.20
<b>Maillage 3</b>	0.96	0.94	0.83	1.23

*Tableau V. 12 : Hauteurs d'eau calculées aux 4 mailles des coins de la jonction pour les calculs utilisant les maillages 1, 2 et 3 (cf. paragraphe IV.4).*

Il apparaît sur le Tableau V. 12 que les hauteurs d'eau calculées aux coins du carrefour peuvent varier de façon non négligeable en fonction de la densité de maillage utilisée (le reste des paramètres étant identique) mais que cette variation dépend du coin considéré. En effet, en F3, la hauteur d'eau ne varie presque pas car elle reste proche de la hauteur normale de l'écoulement majoritaire quelle que soit la densité de maillage considérée. Par contre, nous avons montré que la représentation du ressaut oblique par le code de calcul 2D est fortement influencée par la densité de maillage utilisée, la hauteur d'eau prédite au niveau du coin F4 est donc fortement affectée par la variation de cette densité de maillage. En comparant les résultats des Tableau V. 12 et Tableau V. 8, il s'avère que les différences de hauteurs d'eau prédites aux coins du carrefour entre les calculs utilisant les maillages 1 et 3 (de 2.4% à 16%) sont globalement supérieurs à la différence moyenne entre les deux champs de hauteur d'eau (5.6%). Ainsi, il semble que les hauteurs d'eau calculées aux coins des carrefours puissent être particulièrement sensibles à la densité de maillage utilisée. La raison principale à cela est que le lieu exact de calcul des hauteurs d'eau diffère entre les calculs : plus le maillage est fin et plus la hauteur d'eau peut être calculée à proximité du coin du carrefour.

## Conclusion

Nous avons montré que dans le cas du carrefour de Nîmes sélectionné, le nombre de Froude de l'écoulement majoritaire amont est plus faible que les nombres de Froude des écoulements étudiés expérimentalement au Chapitre III. Or il s'avère que les structures des écoulements calculés sont fortement affectées par cette réduction de nombre de Froude : l'intersection entre l'onde de dépression et le ressaut oblique a lieu au centre de la jonction, ce qui tend à modifier les écoulements calculés dans la majeure partie aval de la jonction. Ainsi, même si les structures d'écoulement obtenues sont les mêmes que celles relevées expérimentalement, les écoulements dans le carrefour étudié ne correspondent pas parfaitement à la typologie d'écoulement mise en place au Chapitre III. De plus, le fort angle de l'onde de dépression tend à augmenter l'influence du développement du jet par rapport à la déviation de l'écoulement par le ressaut oblique dans le cadre des processus de distribution des débits aval. La méthode de prédiction des débits dans les rues aval la plus adaptée revient alors à considérer que le développement du jet est le processus dominant la répartition des débits dans la jonction. Ainsi la méthode d'utilisation des modèles analytiques proposée au Chapitre III ne semble pas pouvoir être utilisée dans une configuration telle que celle étudiée dans ce chapitre.

Nous avons ensuite étudié l'influence de certains paramètres sur le champ des hauteurs d'eau calculé et sur les débits aval prédits par le code de calcul 2D. Ces paramètres sont : la densité de maillage longitudinale dans les rues, la prise en compte de la topographie réelle dans la jonction (comparé au cas d'une jonction à fond plan) et la densité de maillage utilisée dans la jonction. Le Tableau V. 13 rassemble les principaux résultats obtenus dans ce chapitre :

	<b>Différence moyenne de hauteur d'eau sur la jonction</b>	<b>Différence de débit aval latéral <math>Q_{sl}</math> calculé</b>	<b>Différence de débit aval majoritaire <math>Q_{SM}</math> calculé</b>
<b>Maillage longitudinal affiné dans les rues (topographie simplifiée)</b>	4.3%	12.5%	3%
<b>Maillage grossier dans la jonction (topographie simplifiée)</b>	2.5%	5.5%	3.6%
<b>Topographie réelle dans la jonction (même maillage)</b>	12%	25.3%	7%
<b>Variation de densité de maillage à la jonction (topographie réelle)</b>	5.6%	5.1%	1.6%

*Tableau V. 13 : Influence de différents paramètres sur les champs de hauteur d'eau et les débits aval dans la jonction en valeurs absolues (par rapport aux valeurs obtenues pour le calcul "carrefour isolé").*

Il apparaît que la densité de maillage longitudinale dans les rues et la densité du maillage dans la jonction ont une influence sensiblement moindre sur le champ de hauteurs d'eau et les valeurs de débit aval calculées que la prise en compte de la topographie réelle de la jonction.

Nous avons ensuite étudié la variabilité des hauteurs d'eau calculées à proximité des 4 coins de la jonction. Il est apparu que pour certains coins, des différences importantes sont calculées de part et d'autre de ce coin. Ce résultat prouve l'importance d'affiner les informations quant à la localisation exacte des relevés de laisse de crue. En outre, la comparaison des lasses de crue aux coins des carrefours avec les hauteurs maximales calculées s'avère particulièrement sensible à la densité de maillage utilisée. Ceci est dû au fait que la modification de la densité de maillage utilisée modifie les localisations des hauteurs d'eau calculées. Plus le maillage est fin et plus les résultats considérés sont proches des lieux de mesure. En effet, avec le schéma de volumes finis utilisés, les résultats sont donnés aux centres des mailles, et plus la maille au coin de la jonction est petite, plus le centre de la maille en question sera proche de ce coin.

Etant donné que la considération de la topographie réelle de la jonction modifie fortement le champ de hauteurs d'eau calculé, les structures d'écoulement relevées au Chapitre III ne sont plus clairement identifiables dans la jonction. En conséquence, les écoulements calculés dans les carrefours d'une ville réelle en prenant en compte sa topographie réelle seront donc d'autant plus différents de ceux mesurés sur l'installation expérimentale au Chapitre III que la topographie des carrefours est complexe et que les nombres de Froude à l'abord de ces carrefours sont faibles (ceci étant dû aux relativement faibles pentes et débits mis en jeu). Les incertitudes principales des calculs de hauteur d'eau et de distribution des débits dans les branches aval proviendront alors principalement des incertitudes de topographie dans les jonctions (par exemple, la hauteur des trottoirs), et si la topographie des jonctions est bien maîtrisée, la densité de maillage utilisée aura alors une influence non négligeable. Par ailleurs, la complexité de ces écoulements calculés aux jonctions rend délicate l'utilisation des modèles analytiques proposés au Chapitre III.

## **Chapitre VI : Capacités du modèle bidimensionnel à simuler un événement réel d'inondation urbaine**

### **Introduction**

Nous avons montré au Chapitre II que les principales limites de l'utilisation d'un code 2D lors de la représentation d'une inondation violente à la surface d'une zone fortement urbanisée sont d'une part les difficultés de représentation topographique du domaine d'étude et de détermination des apports d'eau et d'autre part la qualité de représentation des écoulements dans les carrefours de rue. Au Chapitre IV, nous avons montré que le code est apte à bien représenter les écoulements dans les carrefours expérimentaux simplifiés. Cependant, le Chapitre V a montré que la prise en compte de la topographie réelle des carrefours avait une incidence forte sur les hauteurs d'eau et les répartitions de débit calculées. Le code de calcul semble donc ne pouvoir représenter très fidèlement les écoulements dans les jonctions réelles qu'à condition que le maillage rende compte parfaitement de la topographie locale.

Parmi l'ensemble des événements étudiés et présentés au Chapitre II, l'inondation du quartier Richelieu de la ville de Nîmes le 3 octobre 1988 est l'événement pour lequel les écoulements dans les jonctions semblent avoir le plus d'importance ; les vitesses dans les rues sont fortes, favorisant le passage en régime torrentiel. La simulation de cet événement avec des données topographiques relativement détaillées permet alors de vérifier les capacités réelles du code à simuler correctement un tel événement à condition que les données de validation soient suffisantes et assez précises. Enfin, une étude de sensibilité du calcul à divers paramètres permet de se rendre compte des origines des erreurs de représentation des inondations violentes en zones fortement urbanisées.

### **I. Description de l'inondation et mise en place de sa simulation**

#### **1) Description de l'événement**

La ville de Nîmes (Sud de la France) est située en bordure d'une plaine juste à l'aval de 7 collines qui entourent sa partie Nord. Depuis 1350, la ville a subi de nombreuses inondations violentes du fait de sa localisation et l'inondation du 3 octobre 1988 fait partie des événements les plus violents enregistrés dans la ville depuis lors. Cette inondation a été causé par un orage qui a généré près de 420 mm de pluie en huit heures sur les collines au Nord de la ville (Desbordes et al., 1989). Les grands volumes d'eau ruisselant alors vers la zone urbaine en contrebas ont causé de forts débordements des cours d'eau (localement appelés « Cadereaux ») à l'amont de la ville. Une grande

particularité de la ville de Nîmes est, en effet, qu'aucune rivière ne la traverse : les cadereaux permettent de drainer les eaux de pluie qui ruissellent depuis les collines vers la zone urbaine. Cependant, au fur et à mesure des âges, les cadereaux ont été recouverts par l'homme au sein de la zone urbaine, pour devenir aujourd'hui la base de son réseau d'assainissement. Cette couverture des canaux naturels diminue leur capacité d'écoulement et lorsque les volumes ruisselant des collines ont atteint la zone urbaine le 3 octobre 1988, ces capacités sont devenues inférieures aux débits entrant dans la ville. Une grande partie de l'eau est alors entrée à travers les rues en surface, construites au-dessus des cadereaux enterrés. Les conséquences de cet événement d'inondation furent alors dramatiques, des hauteurs d'eau jusqu'à 3 mètres ont été relevées dans les rues, causant d'énormes dommages matériels et 11 décès (Bonneaud S., 2002). (Desbordes et al., 1989) ont évalué la période de retour de cet événement à entre 150 et 250 ans.

Le site présenté en Figure VI. 1 est un des quartiers de la ville, connu sous le nom de « quartier Richelieu », situé au Nord Est du centre ville. Ce quartier fut la zone la plus sévèrement touchée par l'inondation à la fois du fait de la forte pente moyenne dans la zone, de sa localisation par rapport à la zone urbaine et du fait de l'organisation du quartier. En effet, ce quartier long de 1400 m suivant l'axe Nord-Sud et d'une largeur variant entre 220 m et 1050 m environ est situé à l'exutoire de deux grands bassins versants. De plus, il se trouve bordé par une colline à l'ouest et la gare de marchandise à l'est, ce qui limite fortement tout échange de volume d'eau avec les quartiers avoisinants. Au Nord de la zone, un remblai SNCF constitue la limite amont du domaine d'étude ; les arches situées sous le remblai permettent à deux rues de le traverser (cf Figure VI. 2). Ces deux rues constituent les exutoires des bassins versants amont et donc les entrées d'eau dans le quartier. Au sein du quartier, le dénivelé est respectivement de 20 et 15 m entre les entrées Ouest et Est et la limite aval de la zone urbaine, ce qui représente une pente de plus de 1% sur la zone. La partie amont du quartier est composée de grands îlots tels l'hôpital et la caserne militaire, encadrés par de larges avenues et un nombre restreint de carrefours. La partie centrale est constituée d'un réseau régulier de rues étroites (de 5 à 8 mètres de large) comprenant de nombreux carrefours à angle droit. Cette zone est particulièrement intéressante du fait du grand nombre de laisses de crue qu'elle comprend et de la hauteur d'eau maximale moyenne relevée supérieure à 1.5 m. Enfin, la structure urbaine de la zone sud du quartier est un intermédiaire entre les structures des parties Nord et Centre, avec des rues de taille moyenne et une pente Nord-Sud toujours importante.

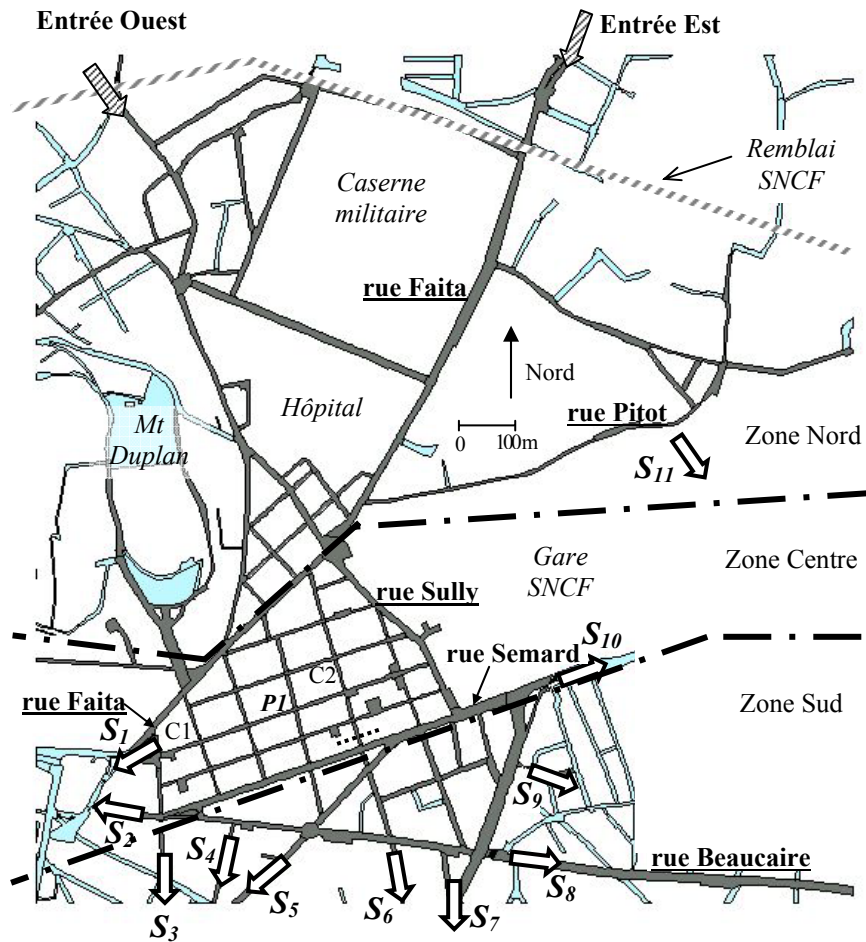


Figure VI. 1 : Description du quartier “Richelieu”. Les rues colorées en gras sont celles considérées dans le maillage, les flèches nommées S représentent les sorties aval du domaine.



Figure VI. 2 : Passage sous le remblai amont constituant l'entrée Est du domaine (Photo prise en mars 2005).



## 2) Données disponibles concernant l'événement

Les données nécessaires à la mise en place de la simulation numérique nous ont été fournies par la DDE du Gard et les services techniques de la ville de Nîmes. Il s'agissait :

- (a) D'environ 200 relevés de profils des 60 rues situées dans la zone d'étude, chaque profil (Figure VI. 3) contenant les 11 points suivants : le haut et pied de chaque façade de bâtiment (points 1 et 2), les bords de trottoir (points 3), les fond et bord de caniveau (points 4 et 5) et enfin le point central de la chaussée (point 6). Les profils ne sont pas symétriques.
- (b) Une carte montrant la topologie de la ville, l'occupation du sol, certaines cotes du fond supplémentaires et les limites de la zone inondée ainsi que la localisation et la hauteur d'eau des 99 laisses de crue mesurées juste après l'événement. Il apparaît que 85 % de ces laisses sont situées sur une façade à un coin de carrefours et les 15 % restantes sont mesurées sur les façades des bâtiments bordant la rue.
- (c) Des données de mesure de hauteur et d'intensité de pluie mesurées autour de la zone d'étude.

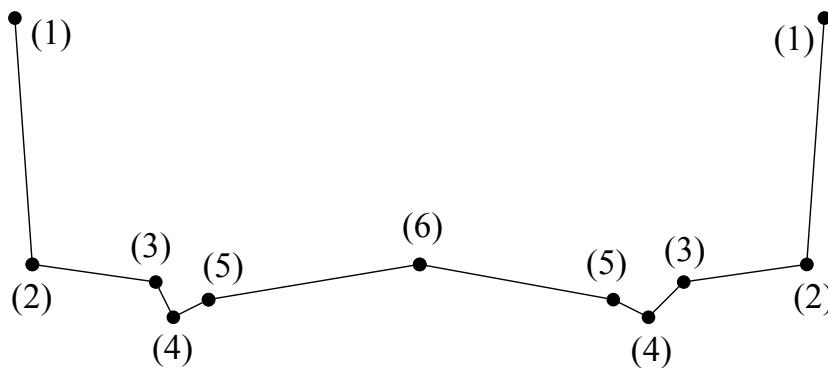


Figure VI. 3 : Profil de rue à 11-points.

La méthode de calcul des hydrogrammes de pluie en entrée de ville à l'aide d'un modèle hydrologique à partir des relevés d'intensité de pluie est décrit dans (BCEOM et al., 2004). Les résultats sont présentés en Figure VI. 4 : l'instant  $t=0$  de l'hydrogramme correspond au matin du 3 octobre 1988 à 03h59 et le pic de l'hydrogramme calculé est considéré à 8h00 ce même jour.

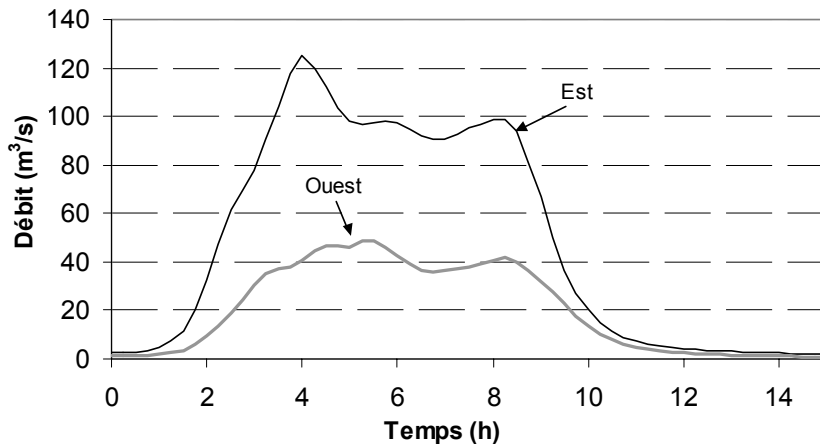


Figure VI. 4 : Hydrogrammes d'entrée Est et Ouest de la zone d'étude pour l'inondation de 1988 calculés par (BCEOM et al., 2004).

### 3) Mise en place du modèle numérique

Les profils de rues transversaux mesurés ont constitué la structure de base du maillage du domaine. La représentation complète des rues est en effet obtenue par interpolation linéaire entre ces profils et une méthode spécifique d'interpolation topographique des carrefours des rues permet de finaliser le maillage de la zone d'étude. Des données supplémentaires sont enfin utilisées pour affiner la représentation des carrefours plus complexes (rond points, places...). Au final, chaque rue est composée de 11 nœuds soit 8 mailles en eau par section et la dimension longitudinale moyenne des mailles est fixée à 25 m, ce qui permet d'avoir entre 3 et 4 mailles le long de la rue entre deux carrefours. Le choix d'un maillage grossier dans le sens longitudinal est dicté par le fait que hormis à proximité des jonctions, l'écoulement est considéré monodimensionnel suivant l'axe de la rue. Cela permet alors de réduire considérablement le temps de calcul mais en contrepartie empêche la représentation des structures urbaines de faible taille. Le maillage résultant est ainsi composé de 25000 nœuds décrits par leurs coordonnées  $x, y, z$ .

Les bâtiments sont considérés imperméables et les échanges avec le réseau ainsi que les apports de pluie sur le domaine sont négligés au vu de leur faible capacité face aux volumes d'eau s'écoulant en ville. Le coefficient de résistance à l'écoulement est considéré uniforme sur la zone d'étude, représentant à la fois le frottement sur la chaussée et les façades, ainsi que les interactions de l'écoulement avec les obstacles non représentés explicitement (abris bus, arbres, panneaux, voitures garées...). Comme énoncé au Chapitre I, les valeurs de coefficient de Manning utilisées dans la littérature varient fortement et un coefficient moyen de  $n=0.025 \text{ s.m}^{-1/3}$  (équivalent à un coefficient de Strickler  $K=40 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ ) a été choisi ici. Un coefficient de diffusion  $\nu=0.1 \text{ m}^2/\text{s}$  est utilisé.

Le calcul de l'inondation est réalisé à l'aide du code de calcul *Rubar20* résolvant les équations de St Venant 2D et décrit au Chapitre II. Le pas de temps utilisé pour cette simulation est  $dt=0.01 \text{ s}$ . Les

hydrogrammes présentés en Figure VI. 4 constituent les conditions limites amont, mais seules les 10 premières heures de l'événement sont calculées afin de limiter le temps de calcul. La condition limite aval choisie est une condition critique, fixant un nombre de Froude égal à 1 sur les dernières mailles du domaine, c'est à dire les trois rues aval orientées Est-Ouest S1 et S2, (sachant que S2 est composé de S2a et s2b), les six rues Nord – Sud S3 à S7 (sachant que S7 est composée de deux sorties S7a et S7b) et enfin les trois rues orientées Ouest-Est S8 à S10. Une sortie supplémentaire (S11) a de plus été considérée au Nord Est du domaine permettant à l'écoulement de la rue Pitot de se déverser sur les rails de la gare de marchandise située à plus d'un mètre en contrebas de la rue.

## II. Résultats de la simulation et comparaison avec les observations

### 1) Présentation de l'événement simulé avec le code 2D

Le domaine est initialement sec, et les deux hydrogrammes sont appliqués aux deux entrées, inondant ainsi les rues amont. Une partie du débit provenant de l'hydrogramme Est tourne depuis la rue Faïta vers la limite Est du domaine et sort du domaine par S11. L'autre partie du débit de la rue Faïta rejoint l'écoulement principal provenant de l'entrée Ouest au carrefour avec la rue Sully. Ce volume d'eau se répand alors dans la zone centre, puis dans les zones aval avant de rejoindre les rues de sortie S1 à S10 (cf Figure VI. 1).

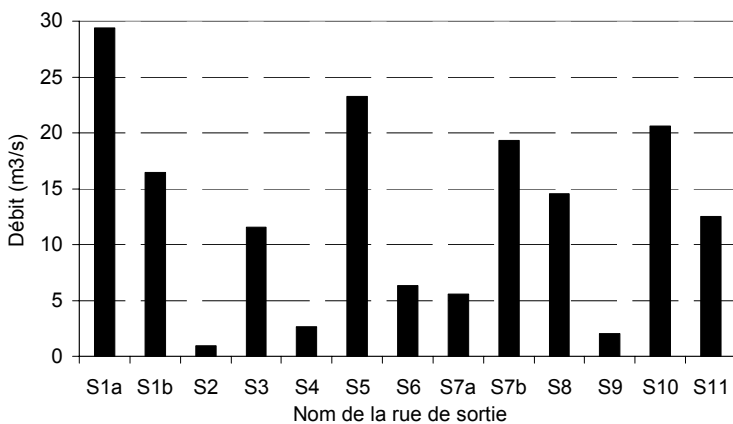
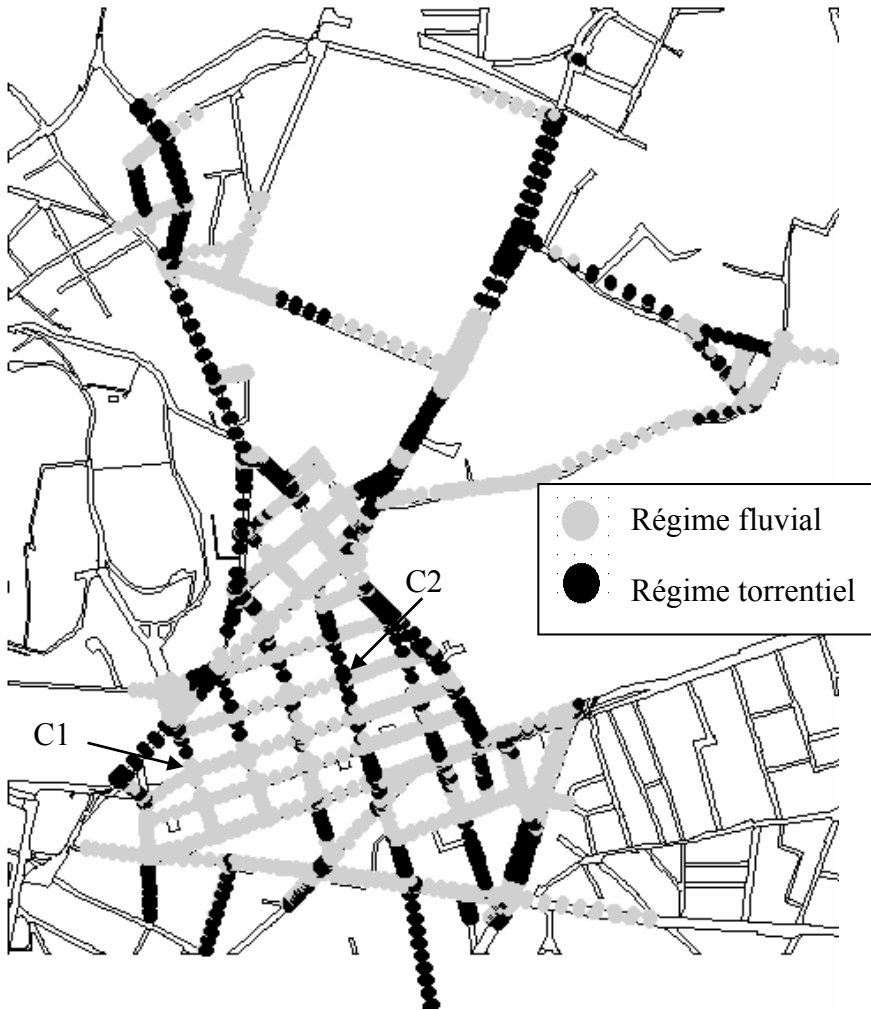


Figure VI. 5 : Répartition des débits dans les différentes rues de sortie aval

La Figure VI. 5 montre que le débit total au pic de crue, de  $165 \text{ m}^3/\text{s}$ , est réparti de manière relativement uniforme dans les différentes sorties aval. Les débits les plus importants étant retrouvés dans les rues les plus larges (S1, S5, S7 et S10).

Dans la plupart des rues, l'écoulement a lieu d'amont en aval, cependant, certaines rues, telles la rue Pitot aval se remplissent par contrôle aval en fonction du niveau d'eau dans la rue située à l'aval. Par ailleurs, pour la plupart des mailles, le pic de crue est atteint au temps de débit maximum de l'hydrogramme d'entrée majoritaire, soit  $t \sim 4.1$  heures (Figure VI. 4). Les vitesses sont alors importantes (3 à 4 m/s) dans les rues Nord-Sud (et les hauteurs relativement faibles) et un régime

torrentiel apparaît lorsque la pente de la rue est suffisamment forte. Par contre, les écoulements restent en régime fluvial dans les rues orientées Est-Ouest avec des vitesses ne dépassant pas 0.5 à 0.7 m/s et des hauteurs d'eau plus importantes (cf Figure VI. 6 et Figure VI. 7). Comme le montre la Figure VI. 7, les plus fortes hauteurs d'eau sont rencontrées en deux lieux : dans la rue Faita (hauteur maximale de 3.5 m) au niveau d'une forte réduction de la largeur de la rue et au niveau du carrefour Faita/Sully (hauteur maximale de 2.5 m).



*Figure VI. 6 : Régimes d'écoulement torrentiel et fluvial calculés au pic de la crue*

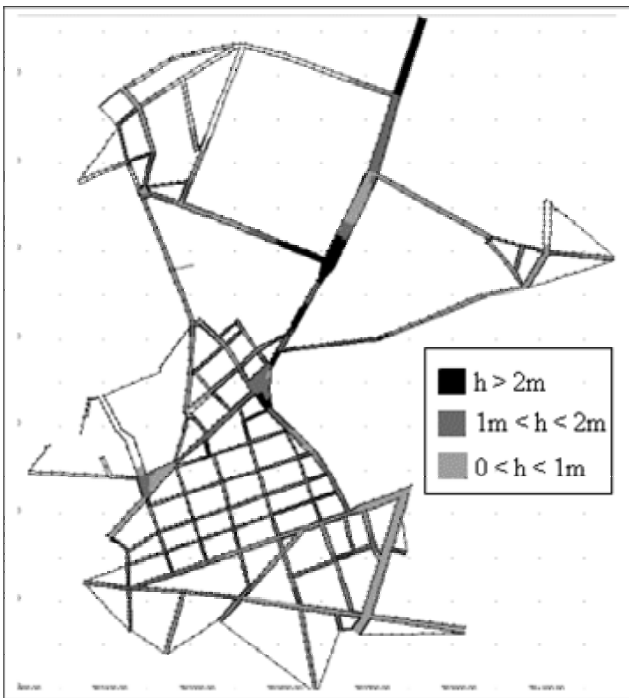


Figure VI. 7 : Hauteur d'eau calculée au pic de la crue

### Les écoulements dans les carrefours

Dans le quartier Richelieu, près de la moitié des 85 carrefours sont des jonctions à quatre branches, dont 19 sont dans une configuration géométrique analogue aux configurations étudiées expérimentalement au Chapitre III, c'est à dire qu'ils possèdent 2 branches d'entrée perpendiculaires et 2 branches de sortie, avec des angles proches de  $90^\circ$ . De plus, au pic de la crue, les écoulements au sein de 12 de ces 19 carrefours sont totalement en régime fluvial et il en va de même à  $t=3.3h$ , soit dans la montée de l'hydrogramme et à  $t=5h$  dans la descente du premier pic. Les raisons pour lesquelles les écoulements dans les rues amont de ces 12 carrefours sont en régime fluvial est soit que le régime uniforme dans ces rues est fluvial (du fait des faibles pentes des rues et des débits mis en jeu), soit que les ressauts, induits par les déviations des écoulements, sont détachés dans les branches amont.

Par ailleurs, dans les 7 carrefours restant, des écoulements similaires à celui présenté au Chapitre V ont lieu lorsqu'un des écoulements atteint la jonction en régime torrentiel. Alors les écoulements sont intermédiaires entre un Type II régime 1 et un Type I comme celui présenté au Chapitre V. Nous avons montré au Chapitre V que, d'une part, le faible nombre de Froude des écoulements amont de l'écoulement majoritaire ne permet pas de voir apparaître les écoulements de la typologie présentée au Chapitre III et que, d'autre part, la topographie du carrefour réel tend à complexifier les champs de hauteur d'eau calculés.

## 2) Comparaison des hauteurs d'eau maximales avec les laisses de crue

L'étendue de la zone inondée simulée est en accord avec les limites relevées par la DDE du Gard étant donné que cette étendue est fortement influencée par la topographie locale : îlots de bâtiments, collines, gare SNCF...

Il reste à vérifier la qualité de la simulation par des comparaisons entre les laisses de crue relevées sur le terrain suite à l'événement et les hauteurs d'eau maximales calculées par le code 2D. Etant donné que les laisses de crue ont été relevées sur les façades des bâtiments, les hauteurs d'eau maximales calculées qui sont choisies pour la comparaison avec ces laisses de crue sont celles situées en bordure du bâti, soit dans la maille de trottoir la plus proche de la laisse (cf Figure VI. 8). Les 99 mailles de calcul ainsi retenues seront appelées « **mailles de comparaison** » par la suite. Les résultats de cette comparaison sont donnés dans le Tableau VI. 2 à la ligne correspondant au calcul de référence ; il apparaît que 40% des hauteurs maximales sont surestimées et 60% sont sous-estimées par le calcul. L'erreur maximale est de 1.6 m et la différence moyenne  $\overline{dh}$  est de 13 cm et l'écart type  $\sigma_{dh}$  est de 53 cm.

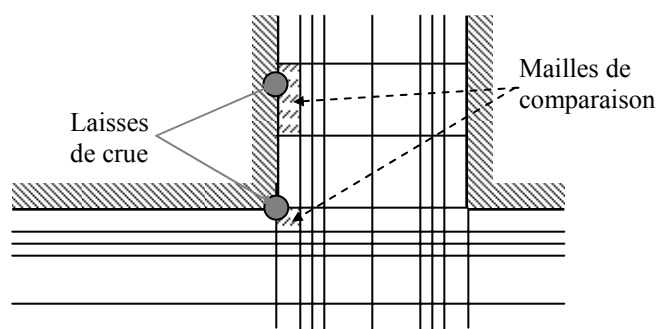


Figure VI. 8 : Schéma de localisation des mailles de comparaison dans les rues et les carrefours

Les résultats du Tableau VI. 2 montrent que le calage du modèle donne des résultats satisfaisants sur la zone Nord où la différence moyenne entre les hauteurs maximales calculées et mesurées  $\overline{dh}$  est proche de 0, même si l'écart type reste important ( $\sigma_{dh} = 56$  cm). Comme le montre la Figure VI. 9, les résultats du calcul s'avèrent être particulièrement éloignés des mesures en deux lieux de cette zone : au niveau de l'entrée Est (**Zone A**) où la hauteur d'eau de l'écoulement passant sous l'arche du remblai SNCF est sous-estimée et à l'intersection entre les rues Faita et Hoche (**Zone B**) au niveau de la réduction de largeur de la rue Faita.

Dans la zone Centre, les hauteurs d'eau dans les rues étroites sont presque systématiquement sous-estimées (**Zone C** sur la Figure VI. 9) d'une moyenne de 43 cm. Cette sous-estimation semble due aux caractéristiques de la zone urbaine : des rues étroites, un grand nombre de voitures garées réduisant la section de passage et augmentant la résistance à l'écoulement...

Finalement, les hauteurs d'eau maximales dans la zone Sud sont légèrement surestimées ( $\overline{dh} = 13$  cm dans le Tableau VI. 2), cependant cette surestimation est majoritairement due à une surestimation de la hauteur d'eau maximale dans une rue (**Zone D** sur la Figure VI. 9).

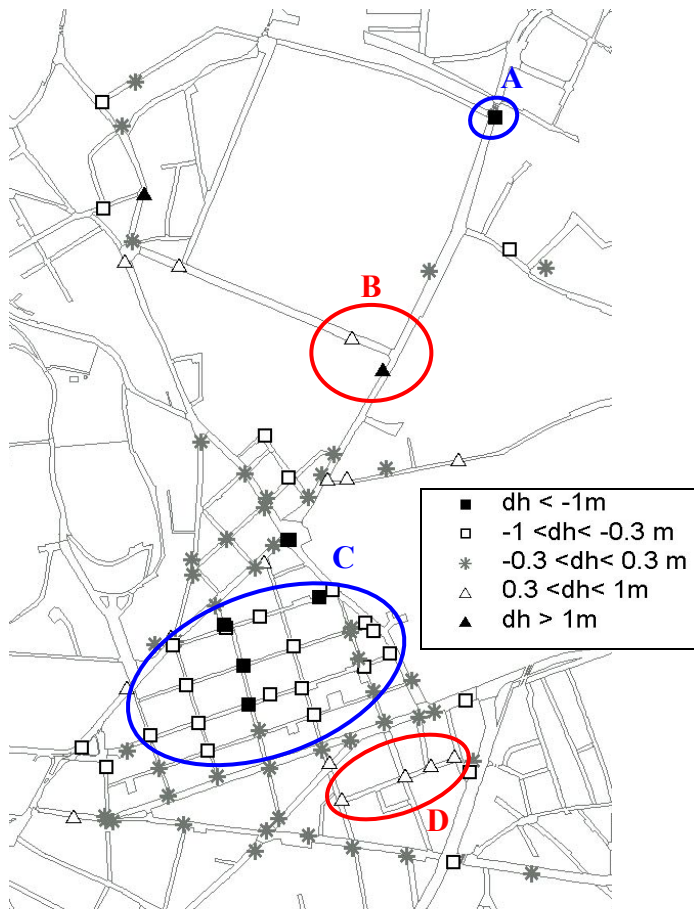


Figure VI. 9 : Carte de comparaison entre les hauteurs d'eau maximales calculées et les laisses de crue avec  $dh = H_{max_{calculée}} - H_{max_{mesurée}}$

L'histogramme (Figure VI. 10) montrant les différences entre hauteurs maximales calculées et laisses de crue est centré sur 0. Ce résultat tend à montrer qu'aucune erreur d'estimation nette des hauteurs d'eau sur l'ensemble du domaine n'a été rencontrée

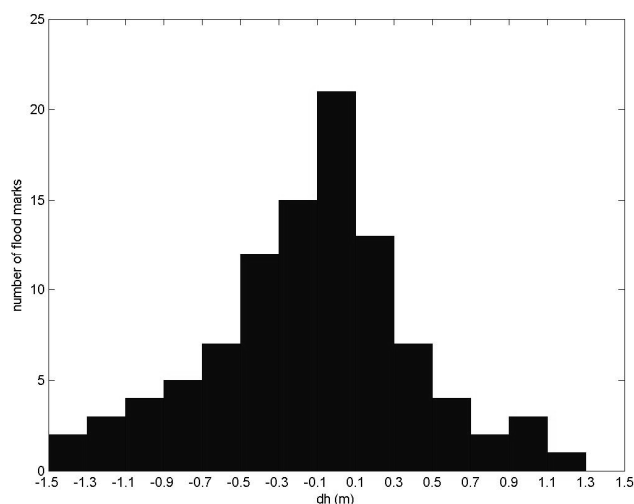


Figure VI. 10 : Histogramme des erreurs de prédiction des hauteurs d'eau maximales .

### III. Analyse des écarts entre laisses de crue et résultats de simulation

#### 1) Incertitudes concernant les laisses de crue en tant que données de validation

Les laisses de crue sont les seules données de validation dont nous disposons pour étudier la qualité de simulation de notre modèle et étudier l'influence des différents paramètres étudiés sur les résultats de la simulation. Or ces données présentent des incertitudes intrinsèques principalement de deux sortes : leur valeur de hauteur d'eau et leur localisation sur le domaine d'étude.

##### a. Incertitudes concernant la mesure des laisses de crue

Le relevé même des laisses de crue est un processus complexe et incertain, il consiste en effet à la fois à relever des marques de hauteur maximale laissées par l'eau sur les façades et à rassembler des témoignages des habitants. De plus, des événements secondaires ayant lieu lors de la crue tels la présence d'une vague ou d'un obstacle à proximité du lieu de laisse de crue peut rehausser ou diminuer fortement le niveau d'eau local durant un court laps de temps mais qui peut s'avérer suffisant pour laisser une laisse de crue particulièrement élevée (Bescos et al., 2005).

##### b. Incertitudes concernant la non simultanée du maxima des hauteurs d'eau dans le carrefour.

L'objectif est ici de vérifier si les hauteurs d'eau maximales calculées dans les mailles à proximité des coins du carrefour sont forcément simultanées entre elles et avec le pic des hydrogrammes d'entrée, soit le pic de la crue. Pour cela, le carrefour entre les rues Flamande et Villars noté C2 sur



la Figure VI. 1 est étudié en particulier. L'évolution durant l'événement des hauteurs d'eau calculées aux 8 mailles bordant les coins du carrefour (Figure VI. 11) est présentée en Figure VI. 12 avec l'hydrogramme d'entrée Est (hydrogramme majoritaire noté  $Q$ ).

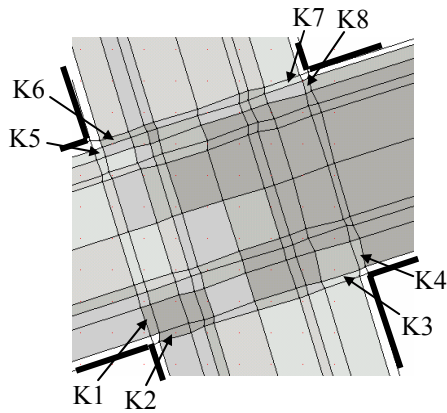


Figure VI. 11 : Localisation des 8 mailles bordant les coins du carrefour C2

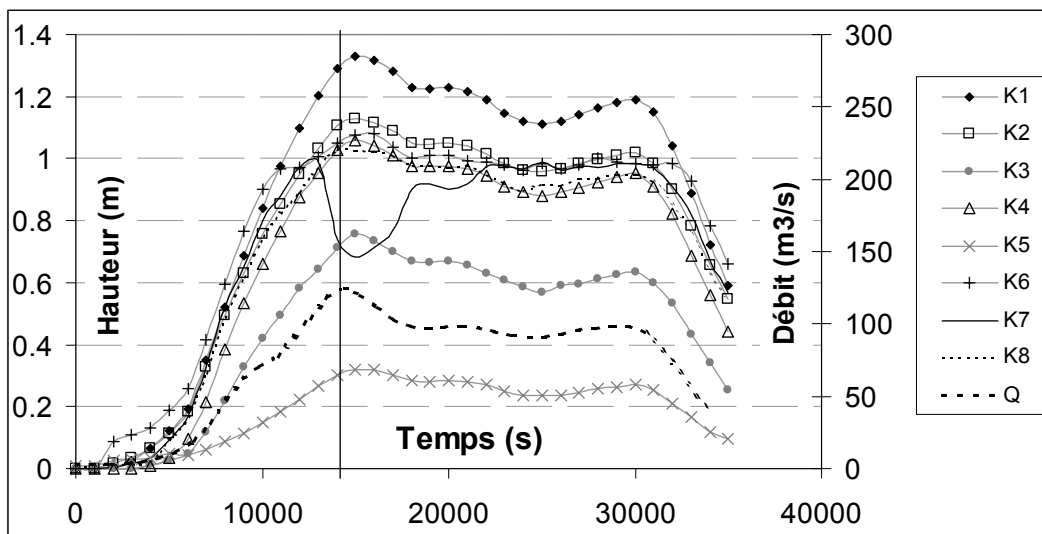


Figure VI. 12 : Evolution des hauteurs d'eau calculées aux 8 mailles K1 à K8 durant l'événement ainsi que l'hydrogramme d'entrée Est.

La Figure VI. 12 montre bien que la hauteur d'eau maximale n'est pas forcément atteinte au pic de la crue, soit aux environs du débit maximum de l'hydrogramme d'entrée principal. En effet, le passage du régime fluvial, durant la montée de la crue, au régime torrentiel, au moment du pic de crue, entraîne une diminution de la hauteur d'eau significative et particulièrement visible pour le point K7. Cependant, pour les mailles de calcul qui ne passent à aucun moment de l'événement en régime torrentiel, la hauteur maximale est bien atteinte juste après le pic du débit mis en jeu à

l'amont du domaine. Ainsi, il est nécessaire d'être prudent lors du relevé de témoignages des riverains étant donné que les hauteurs maximales ne sont pas toutes atteintes simultanément partout sur le domaine d'étude.

*c. Incertitudes concernant la localisation des laisses de crue*

La localisation exacte du lieu de mesure est de même un processus qui présente des incertitudes, notamment lors du recueil de témoignages des riverains. Par ailleurs, lorsque la position d'une laisse de crue sur une carte ou dans une base de données est un coin d'un carrefour, rien n'indique sur quelle façade de bâtiment bordant ce coin la laisse de crue a été relevée exactement (cf., Figure VI. 13 qui représente le document de localisation des laisses de crue relevées au lendemain de l'événement).

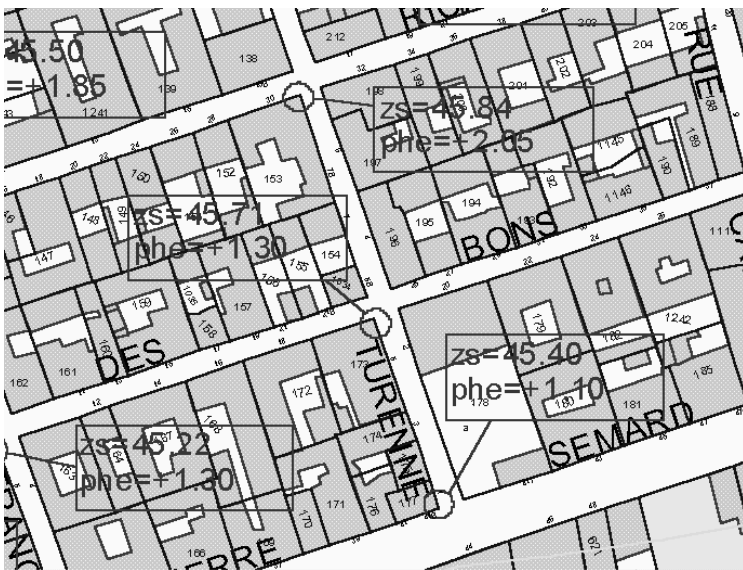


Figure VI. 13 : Carte de positionnement des laisses de crue fournie par la DDE du Gard suite à l'événement du 3 octobre 1988 avec  $Zs$  = Altitude locale du sol et  $pne$  = "plus hautes eaux"

L'objectif de ce paragraphe est alors d'étudier l'influence de l'erreur de positionnement d'une laisse de crue entre deux façades d'un coin de carrefour. Pour cela, nous comparons sur le Tableau VI. 1 les hauteurs d'eau maximales calculées sur les 8 points (K1 à K8) de la Figure VI. 11.

Maille considérée	H max (m)
K1	1.33
K2	1.13
K3	0.76
K4	1.06
K5	0.32
K6	1.08

K7	0.99
K8	1.03

*Tableau VI. 1 : Hauteurs d'eau maximales calculées durant l'événement de crue de 1988 sur les 8 mailles bordant le carrefour C2*

Les résultats de calcul présentés dans le Tableau VI. 1 montrent la variabilité des hauteurs d'eau maximales calculées sur deux mailles voisines de part et d'autre des 4 coins d'un carrefour. L'écart le plus faible entre ces mailles est de 20 cm soit 16% de la hauteur d'eau moyenne au coin pour les mailles K1 et K2 alors que l'écart maximal est de 76 cm entre les mailles K5 et K6 ce qui représente plus de deux fois la hauteur maximale calculée en K5 et 70% de la hauteur d'eau maximale calculée en K6. Ces résultats confirment ainsi ceux du Tableau V.11 du Chapitre V.

En conclusion, pour que les laisses de crue puissent servir de données de validation locales et ne représentent pas seulement une information générale sur le niveau de l'eau dans la zone étudiée, une localisation précise des lieux de relevés semble nécessaire. Ceci étant dit, le carrefour C2 testé est parmi les carrefours au sein duquel la variabilité des hauteurs d'eau maximales calculées est maximale étant donné qu'il présente des zones en régime torrentiel et en régime fluvial, un bourrelet conséquent... au sein de la jonction. Les carrefours avec des écoulements totalement en régime fluvial présentent une variabilité de hauteur d'eau beaucoup moins importante.

## **2) Origines des différences entre les hauteurs d'eau calculées et mesurées aux laisses de crue**

Nous avons décrit au paragraphe précédent les incertitudes intrinsèques concernant les laisses de crue. Cependant, les écarts entre ces laisses de crue et les résultats de la simulation sont de même importants et semblent pouvoir se répartir en trois catégories :

1) Les erreurs inhérentes au modèle numérique mis en place, provenant des simplifications introduites dans les équations et les incertitudes ou imprécisions des paramètres choisis pour la simulation. Il semble qu'une part importante des incertitudes concerne les apports d'eau, et sont dus aux imprécisions du calcul hydrologique, c'est à dire la mesure de la pluie sur les bassins versants amont et la transformation pluie-débit permettant de déterminer les hydrogrammes à l'entrée de la zone urbaine. Cependant, la présence d'obstacles à l'écoulement dus à des embâcles de mobilier urbain, le stockage de l'eau dans certaines zones, les imprécisions de coefficient de frottement... peuvent aussi avoir une influence non négligeable sur les caractéristiques des écoulements.

2) Une autre source d'incertitudes semble due à l'irrégularité des hauteurs d'eau au sein des carrefours (où sont situées 85% des laisses de crue) lorsque l'écoulement n'est pas totalement en

régime fluvial. Nous avons en effet montré expérimentalement (Chapitre III) que la différence entre la hauteur d'eau maximale et minimale peut atteindre 600% au sein d'un carrefour du fait des bourrelets, ressauts obliques, zones de recirculation et de la ligne de déviation, qui entraînent une forte hétérogénéité des hauteurs d'eau aux carrefours. L'influence de ces ondes se propage alors dans les rues comme le montre la Figure VI. 14.



*Figure VI. 14 : Ecoulement particulièrement "chahuté" à Nîmes le 3 octobre 1988 (provenance de (Bonneaud S., 2002))*

3) Toute imprécision topographique (tel que la hauteur du trottoir ou un décrochement de façade) dans le carrefour et spécialement à proximité de la laisse de crue a tendance à entraîner des erreurs additionnelles non négligeables pour le calcul de hauteur d'eau locale.

4) Enfin, des erreurs proviennent aussi du processus même de comparaison entre les laisses de crue et les hauteurs d'eau maximales calculées. En effet, alors qu'une laisse de crue correspond à une hauteur relevée sur une façade, la hauteur calculée par le code dans la maille de comparaison correspond à la hauteur d'eau moyenne sur le trottoir le plus proche (cf Figure VI. 8) et donc le calcul ne prend pas en compte une éventuelle remontée de la cote de l'eau à proximité du mur (en cas de point d'arrêt).

#### **IV. Etude de sensibilité du modèle à différents paramètres et calage du modèle**

Afin d'affiner la recherche de l'origine des écarts entre les hauteurs d'eau maximales calculées et les laisses de crue, l'influence de certains paramètres sur les résultats de simulation a été testée en modifiant à chaque essai un seul paramètre par rapport au calcul de référence décrit précédemment. D'une manière générale, la Figure VI. 15 montre que la forme des limnigrammes calculés en faisant varier les jeux de paramètres sont tous relativement similaires. Cependant, le Tableau VI. 2 montre

que les hauteurs maximales prédites aux 99 mailles de comparaisons peuvent être fortement affectées par le choix du jeu de paramètres utilisé. De plus, en fin de chapitre, le Tableau VI. 4 montre que les débits calculés au sein des rues de sortie du domaine sont très stables aux différents jeux de paramètres.

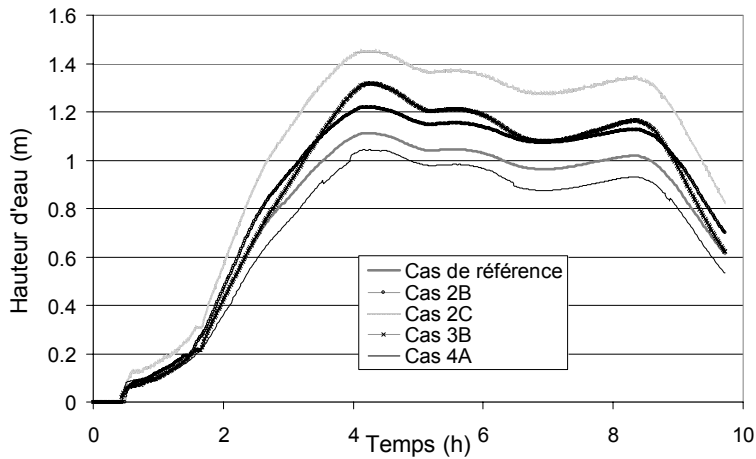


Figure VI. 15 : Limnigrammes au point P1 (Figure VI. 1) pour différents jeux de paramètres.

		Zone Nord	Zone Centre	Zone Sud	Total
Référence	$\overline{dh}$ (m)	0.04	-0.43	0.13	-0.13
	$\sigma_{dh}$ (m)	0.56	0.54	0.43	0.53
Cas 1A	$\overline{dh}$ (m)	0.21	-0.32	0.23	0.00
	$\sigma_{dh}$ (m)	0.64	0.55	0.43	0.56
Cas 1B	$\overline{dh}$ (m)	0.08	-0.39	0.17	-0.09
	$\sigma_{dh}$ (m)	0.57	0.54	0.44	0.53
Cas 1C	$\overline{dh}$ (m)	0.03	-0.44	0.12	-0.14
	$\sigma_{dh}$ (m)	0.56	0.54	0.43	0.53
Cas 2A <sub>1</sub>	$\overline{dh}$ (m)	0.05	-0.41	0.14	-0.12
	$\sigma_{dh}$ (m)	0.55	0.54	0.43	0.52
Cas 2A <sub>2</sub>	$\overline{dh}$ (m)	0.05	-0.42	0.13	-0.12
	$\sigma_{dh}$ (m)	0.56	0.53	0.43	0.52
Cas 2B	$\overline{dh}$ (m)	0.17	-0.35	0.17	-0.04
	$\sigma_{dh}$ (m)	0.57	0.54	0.44	0.53
Cas 2C	$\overline{dh}$ (m)	0.06	-0.23	0.14	-0.04
	$\sigma_{dh}$ (m)	0.54	0.46	0.39	0.48
Cas 3A	$\overline{dh}$ (m)	0.05	-0.39	0.41	-0.05
	$\sigma_{dh}$ (m)	0.55	0.57	0.60	0.57
Cas 3B	$\overline{dh}$ (m)	0.05	-0.19	0.49	0.05
	$\sigma_{dh}$ (m)	0.54	0.68	0.58	0.61
Cas 4A	$\overline{dh}$ (m)	0.12	-0.37	0.25	-0.05
	$\sigma_{dh}$ (m)	0.55	0.55	0.45	0.53
Cas 4B	$\overline{dh}$ (m)	0.09	-0.43	0.10	-0.12

	$\sigma_{dh}$ (m)	0.62	0.52	0.40	0.54
Cas 4C	$\overline{dh}$ (m)	0.05	-0.38	0.11	-0.11
	$\sigma_{dh}$ (m)	0.56	0.53	0.39	0.52
Cas 5A	$\overline{dh}$ (m)	0.06	-0.40	0.10	-0.12
	$\sigma_{dh}$ (m)	0.56	0.51	0.43	0.51
Cas 5B	$\overline{dh}$ (m)	0.06	-0.43	0.14	-0.12
	$\sigma_{dh}$ (m)	0.54	0.55	0.43	0.52
Cas 6A	$\overline{dh}$ (m)	0.09	-0.39	0.16	-0.09
	$\sigma_{dh}$ (m)	0.55	0.54	0.44	0.52
Cas 6B	$\overline{dh}$ (m)	0.01	-0.36	0.29	-0.08
	$\sigma_{dh}$ (m)	0.54	0.51	0.54	0.53
Cas 6C	$\overline{dh}$ (m)	0.07	-0.45	0.22	-0.11
	$\sigma_{dh}$ (m)	0.64	0.70	0.56	0.65
Cas 6D	$\overline{dh}$ (m)	0.03	-0.45	0.12	-0.14
	$\sigma_{dh}$ (m)	0.58	0.57	0.43	0.55

Tableau VI. 2 : Comparaison entre les hauteurs d'eau maximales mesurées et calculées pour le cas de référence et les différents jeux de paramètre,  $\overline{dh}$  étant la différence moyenne entre les hauteurs d'eau maximales calculées et mesurées:  $\overline{dh} = \frac{\sum dh}{n} = \frac{\sum (H_{calculée} - H_{mesurée})}{n}$  avec  $H_{mesurée}$  la valeur de la laisse de crue,  $H_{calculée}$  la hauteur d'eau maximale dans la maille de trottoir la plus proche et  $n$  est le nombre de lasses de crue (99 ici).  $\sigma_{dh}$  est l'écart type de  $dh$  :  $\sigma_{dh} = \sqrt{\frac{\sum (dh - \overline{dh})^2}{n}}$ .

L'influence des différents paramètres sur les résultats obtenus lors de la simulation d'un événement réel sera précisée dans les paragraphes suivants. Cependant rien n'indique que ces tendances puissent être extrapolées à l'ensemble des événements violents en milieu fortement urbanisé et a fortiori à l'ensemble des événements d'inondation urbaine.

### 1) Cas 1. Influence des incertitudes sur les apports d'eau et du stockage dans la zone d'étude

Les incertitudes d'apport et de stockage des volumes d'eau considérés dans la zone urbaine peuvent être très importants lors de la simulation d'un événement réel. Les principaux questionnements qui apparaissent sont alors les suivants.

a. *Quelles sont les conséquences d'une sous-estimation des hydrogrammes amont sur l'écoulement calculé ?*

Cas 1A Afin d'étudier l'influence des incertitudes du calcul hydrologique sur les écoulements calculés par le modèle hydraulique, les hydrogrammes amont sont augmentés de 20% à chaque pas de temps par rapport au cas de référence. Les conséquences d'une telle augmentation des apports d'eau est une augmentation moyenne de hauteur d'eau de 12.5 cm avec une plus forte augmentation

dans la zone Nord (17 cm) que dans les zones Centre et Sud (10 cm chacun). Cependant même si le Tableau VI. 2 montre que la moyenne des erreurs d'estimations des hauteurs maximales aux mailles de comparaison est alors nulle, les résultats du calcul sont détériorés dans les zones Nord et Sud où la surestimation des hauteurs d'eau est alors augmenté.

*b. Quelles sont les conséquences de la prise en compte de la pluie tombant directement sur le domaine d'étude?*

Cas 1B La prise en compte de la pluie qui tombe sur la zone durant l'événement a pour but de tester l'influence de cet ajout de volume d'eau aux apports d'eau amont. Ainsi, à chaque pas de temps, le volume de pluie tombant sur les îlots est redistribué dans les rues avoisinantes s'ajoutant à la pluie tombant sur les rues, ce volume est donc ajouté instantanément dans les mailles de calcul. Alors, bien que l'intensité de la pluie soit forte (61 mm/h), le volume d'eau de pluie reste faible (212 000 m<sup>3</sup>) comparé aux volumes des hydrogrammes amont (3 600 000 m<sup>3</sup>) et l'influence de la pluie est donc limitée : les hauteurs d'eau maximales calculées sont partout augmentées d'environ 4 cm, soit 4% de la hauteur d'eau maximale moyenne. Les plus grandes influences sont rencontrées dans les zones aval du domaine et dans les rues remplies par contrôle aval (rue Pitot)

*c. Est-ce utile de modéliser les zones de stockage disponibles sur la zone urbaine ?*

Cas 1C Dans le cas de référence, le bâti est considéré imperméable et donc l'eau ne peut être stockée dans les caves, cours intérieures, impasses... Cependant, certains témoins et certaines photographies révèlent que ces zones ont effectivement été inondées réduisant ainsi le volume transitant dans les rues. Un calcul considérant le portail de la caserne militaire totalement perméable est lancé afin de déterminer l'effet du stockage de l'eau dans cette zone qui est la plus volumineuse du domaine d'étude. Le volume d'eau stockée dans la caserne au moment du pic de crue est d'environ 80 000 m<sup>3</sup> ce qui est faible par rapport aux 3,6.10<sup>6</sup> m<sup>3</sup> mis en jeu dans le calcul. En conséquence, à part certaines modifications locales d'écoulement à proximité du portail de la caserne, seule une très faible diminution de hauteur d'eau calculée (environ 1cm) est observée à l'aval de la caserne.



Figure VI. 16 : Portail d'entrée de la caserne, considéré perméable dans le calcul du Cas 1C (Photo prise en mars 2005).

## 2) Cas 2. Influence de la modification des coefficients numériques de frottement et viscosité

a. *Quels effets sur les hauteurs d'eau maximales calculées peut avoir l'introduction de diffusion dans le modèle ?*

Cas 2A. Afin de vérifier l'effet de la variation du coefficient de diffusion  $\nu$  dans les équations (2) et (3) du Chapitre II, deux simulations sont entreprises en considérant une diffusion nulle ( $\nu=0$  : Cas 2A<sub>1</sub>) puis en considérant un coefficient de diffusion qui dépend du gradient local de niveau d'eau présenté dans l'équation (12) du Chapitre II avec le paramètre  $k=10^{-2}$  (Cas 2A<sub>2</sub>). Pour cette deuxième simulation, on note qu'au pic de crue, 60% des mailles en eau présentent un coefficient de diffusion  $\nu$  supérieur à 0.1 m<sup>2</sup>/s. La comparaison des résultats de ces deux calculs avec ceux du calcul de référence montrent que le coefficient de diffusion a une très faible influence sur les écoulements calculés, avec une modification moyenne de 3 cm de la hauteur d'eau maximale sur le domaine. Ainsi, la comparaison des hauteurs d'eau maximales avec les laisses de crue n'est pratiquement pas affectée par la présence du coefficient de diffusion. Ceci étant dit, nous avons montré sur la Figure IV.28 du Chapitre IV que l'introduction de diffusion (telle la variante notée **Param 6** au Chapitre IV) pouvait avoir pour effet de modifier les caractéristiques des structures d'écoulements dans les carrefours où les deux régimes d'écoulements sont présents (fluvial et torrentiel). En effet, nous avons vu sur le cas particulier correspondant à cette figure que la largeur du ressaut oblique est légèrement augmentée et la position du bourrelet légèrement affectée par l'introduction de ce coefficient de diffusion influant alors fortement sur la hauteur d'eau au coin aval de la jonction (Figure IV.30 du Chapitre IV). Ainsi, même si l'écoulement du calcul de



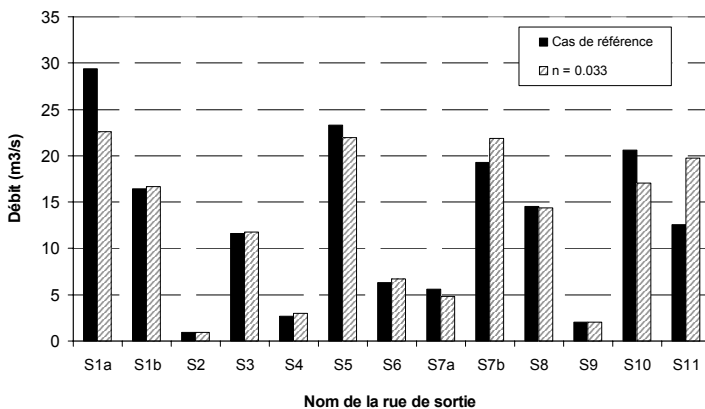
référence est globalement similaire à celui qui considère un coefficient de diffusion nul, certaines modifications de l'écoulement apparaissent dans certains carrefours notamment au niveau des transitions entre les deux régimes d'écoulements lorsque cela a lieu.

b. Comment choisir le coefficient de frottement à utiliser pour une telle simulation ?

La détermination du coefficient de frottement exact est impossible pratiquement étant donné que ce coefficient représente la somme des différentes sources de résistance à l'écoulement non représentées explicitement dans le maillage. Il s'agit du frottement au fond, le frottement sur les parois des bâtiments, l'influence de l'irrégularité des façades et des obstacles de faible taille présents dans les rues. Les auteurs des études disponibles dans la bibliographie préconisent des valeurs très diverses pour ce coefficient de frottement dans les rues. Ainsi, (Calenda G. et al., 2003) utilisent un coefficient de Manning de  $n=0.08 \text{ s.m}^{-1/3}$  alors que (Aronica G.T. and Lanza L.G., 2004) utilisent un coefficient  $n=0.01 \text{ s.m}^{-1/3}$ . Dans notre cas de référence, nous avons choisi d'utiliser un coefficient moyen constant de  $n=0.025 \text{ s.m}^{-1/3}$  et les paragraphes suivants présentent les effets d'une modification de cette valeur.

L'influence de ce paramètre est testée sur le Cas 2B en modifiant le coefficient de Manning de  $n=0.025 \text{ s.m}^{-1/3}$  à  $n=0.033 \text{ s.m}^{-1/3}$  constant sur la zone. Les tendances en terme de calcul des hauteurs d'eau maximale sont les suivantes :

- 1) L'augmentation du coefficient de frottement tend à augmenter toutes les hauteurs d'eau maximales calculées d'environ 10 cm.
- 2) De plus, le nouveau coefficient de frottement affecte la structure de l'écoulement à proximité du carrefour *Faita/Sully*, en modifiant ainsi la répartition des écoulements dans les deux rues aval. L'analyse des résultats montre que le débit sortant dans la rue Faita à l'aval de ce carrefour est réduit par rapport au cas de référence et donc les hauteurs d'eau maximales y sont diminuées. La distribution des écoulements entre les rues de sortie du domaine est alors modifiée (Figure VI. 17) ainsi que l'ensemble de l'inondation dans les zones urbaines aval.



*Figure VI. 17 : Débits quittant le domaine d'étude par les 11 rues de sortie selon les résultats du calcul de référence et le calcul considérant un frottement augmenté :  $n=0.033 \text{ s.m}^{-1/3}$ .*

3) Enfin, la modification du coefficient de frottement affecte les conditions normales d'écoulement (hauteur d'eau correspondant au régime uniforme) dans les rues, modifie donc la déviation des écoulements et donc de même la structure des écoulements dans la plupart des carrefours du domaine où un régime torrentiel a lieu. Cette modification des structures a pour conséquences à la fois de modifier la distribution des débits aval et de modifier les hauteurs d'eau localement.

Cependant, de manière générale, le point 1) ci-dessus semble primordial et l'utilisation du coefficient de frottement  $n=0.033 \text{ s.m}^{-1/3}$  réduit la sous-estimation des hauteurs d'eau maximales dans la zone Centre par rapport au cas de référence mais en contrepartie entraîne des surestimations de hauteur d'eau dans les zones Nord et Sud (Tableau VI. 2) ; le modèle n'est alors plus calé dans la zone Nord ( $\overline{dh} = 17 \text{ cm}$ ).

Par ailleurs, nous avons montré dans le Chapitre IV que dans le cas où les écoulements en conditions normales dans les branches amont des jonctions sont en régime torrentiel, un coefficient de frottement constant sur toute la zone étudiée est adapté au calcul des écoulements dans la jonction et dans les branches aval ; ceci à la condition que le coefficient de frottement choisi corresponde au coefficient de résistance à l'écoulement au sein des rues amont. En effet, les résultats du Chapitre IV montrent que la modification du coefficient de frottement dans la jonction a bien moins d'effet sur le champ de hauteur d'eau et les valeurs de débit dans les rues aval que la modification du coefficient de frottement dans les rues amont.

Néanmoins, nous avons rappelé ci-dessus qu'il est particulièrement délicat de définir le coefficient de résistance à l'écoulement local dans une rue où les obstacles et autres irrégularités topographiques ne sont pas représentées. Le Cas 2C propose d'adapter le coefficient de frottement à l'urbanisme local, en utilisant un coefficient de frottement plus fort dans les zones où les rues sont étroites (donc là où les frottements sur les parois irrégulières ont plus d'effet) et où de nombreuses voitures sont garées lors de l'événement à simuler (Figure VI. 18). Au vu de l'amélioration des résultats dans la zone Centre dans le Cas 2B (augmentation du coefficient de Manning), une simulation est lancée en considérant un coefficient de Manning augmenté à  $n=0.05 \text{ s.m}^{-1/3}$  dans la zone Centre (sauf dans les rues Faïta et Sémar) et en conservant un  $n=0.025 \text{ s.m}^{-1/3}$  (comme dans le cas de référence) dans le reste du domaine.



Figure VI. 18 : Rue étroite située dans la zone Centre du quartier Richelieu à Nîmes (Photo prise en mars 2005).

Comme prévu, sur les résultats du Cas 2C les vitesses d'écoulement au sein de la zone Centre sont diminuées et les hauteurs d'eau maximales calculées augmentées, ce qui diminue la sous-estimation locale par rapport aux laisses de crue (Tableau VI. 2). Cet essai montre bien que le coefficient de frottement devrait être calé au sein de chaque zone urbaine homogène en fonction de la résistance à l'écoulement locale due aux obstacles fixes et mobiles et en fonction de la dimension des rues. Nous préconisons donc d'utiliser un coefficient de frottement constant par zone d'urbanisme homogène.

### 3) Cas 3. Influence de la modification des conditions limites aval sur la simulation de l'écoulement

Les conditions d'écoulement à la limite aval du domaine durant l'événement sont généralement très mal connues. En effet, dans un cas comme celui décrit ici à Nîmes, l'aval du domaine d'étude est un quartier urbain qui a de même été inondé durant l'événement décrit. Ainsi, les difficultés d'évacuation des eaux de pluie vers ce quartier aval peuvent modifier les conditions limites aval à imposer sur le domaine étudié. Le choix des conditions d'écoulement en limite aval s'annonce donc délicat.

a. *Quelle est l'influence du choix de la condition limite aval à imposer ?*

Cas 3A. Le traitement numérique des conditions limites aval (sur les dernières mailles dans les rues de sortie) est modifié depuis une condition critique (Nombre de Froude = 1) dans le calcul de référence à une condition de sortie libre (correspondant à un gradient nul des hauteurs d'eau et vitesses sur les dernières mailles si l'écoulement est en régime fluvial et à aucune influence en régime torrentiel). Il s'avère que cela affecte de manière importante les écoulements calculés au

sein des rues de sortie et à proximité des limites aval du domaine (Figure VI. 19b). Ces changements de capacité d'évacuation du volume considéré tendent de plus à augmenter fortement les hauteurs d'eau maximales calculées dans ces zones et modifient ainsi la répartition des débits dans les rues de sortie de la zone d'étude (Figure VI. 19a). Le fait que les modifications d'écoulement soient limitées aux zones tout à l'aval du domaine peut être dû à la forte pente Nord-Sud dans le domaine.

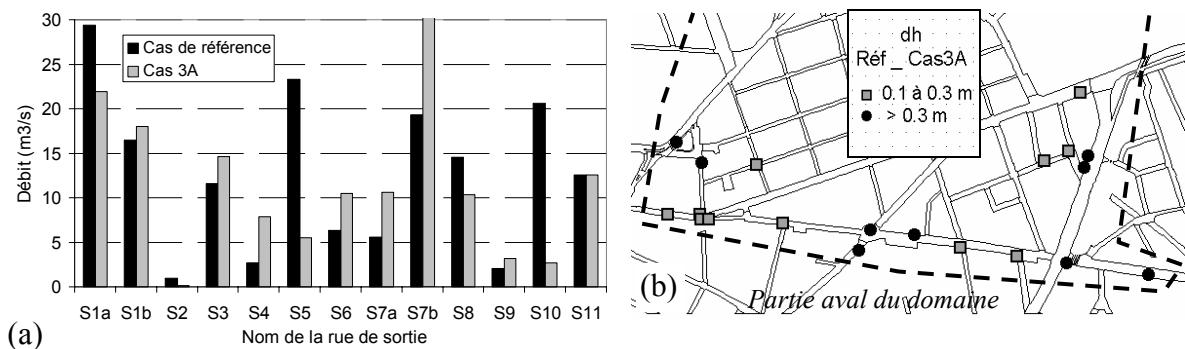


Figure VI. 19 : (a)=Comparaison des débits transitant dans les rues de sortie entre le cas de référence et le Cas 3A. (b)=Différences de hauteurs d'eau maximales calculées aux mailles de comparaison entre le cas de référence et le Cas 3A (en pointillé : les limites du domaine d'étude).

b. Quelles conditions limites d'écoulement faut-il imposer à l'aval du domaine lorsque certaines zones aval sont déjà inondées ?

**Cas 3B.** Dans le cas de référence, les écoulements sont libres de s'évacuer par les différentes rues de sortie. Afin de simuler l'effet d'une saturation des écoulements dans les zones Sud-Est et Sud-Ouest du domaine, une simulation est lancée en fermant les sorties S1, S2 et S10 (Figure VI. 1). Il apparaît alors que ces blocages dans les rues de sortie modifient fortement les écoulements dans toute la zone Sud du quartier et notamment près des rues bloquées. En effet, d'une part, les hauteurs d'eau maximales sont augmentées dans les rues S1, S2 et S10 suite à leur remplissage, et d'autre part la redistribution des débits des rues fermées vers les autres rues de sortie tend à y augmenter les calculs de hauteur d'eau (Figure VI. 20). Au final, les hauteurs d'eau sont fortement augmentées à la fois dans la zone Sud et dans la zone Centre du fait du contrôle aval par rapport au cas de référence.

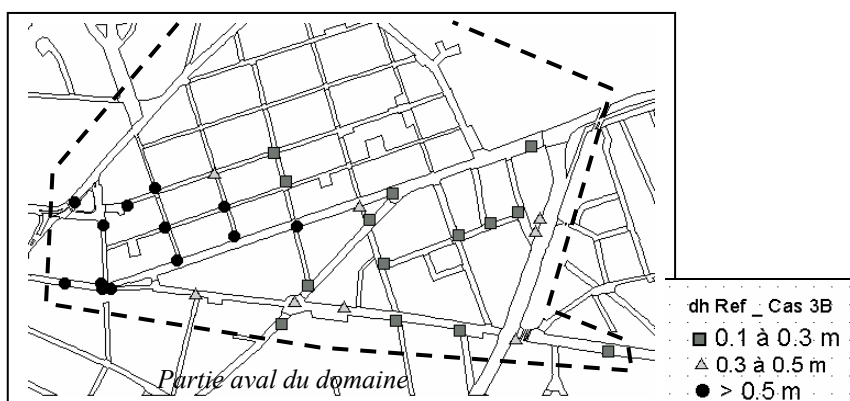


Figure VI. 20 : Différences de hauteurs d'eau maximale calculées aux mailles de comparaison entre le cas de référence et le Cas 3B (en pointillé : les limites du domaine d'étude).

#### 4) Cas 4. Influence des modifications de la topographie du domaine d'étude

L'acquisition et le traitement des données topographiques de la zone urbaine afin de représenter la ville au sein du maillage est une tâche qui peut être très coûteuse en temps. Il est donc intéressant de vérifier si l'apport de détails topographiques permet de gagner significativement en qualité de simulation de l'événement.

a. *Quelle sont les influences sur les résultats du calcul de simplifier la topographie des rues et des jonctions ?*

Le Cas 4A a pour objectif de simplifier la topographie du domaine d'étude en considérant les sections de rue comme étant horizontales. Pour cela, la cote du fond de chaque nœud est fixée à la cote du nœud au centre de la section de rue correspondante. Les conséquences en terme d'écoulements calculés sont les suivantes :

1) Globalement, les hauteurs d'eau (ou profondeurs) calculées sont augmentées d'environ 10 cm sur tout le domaine d'étude. En effet, en considérant que le volume au sein de chaque rue reste identique au cas de référence, les hauteurs d'eau (profondeurs) et niveaux d'eau (côte d'eau) sur les mailles de trottoirs sont généralement augmentés par élévation de la cote moyenne du fond de la rue (Figure VI. 21).

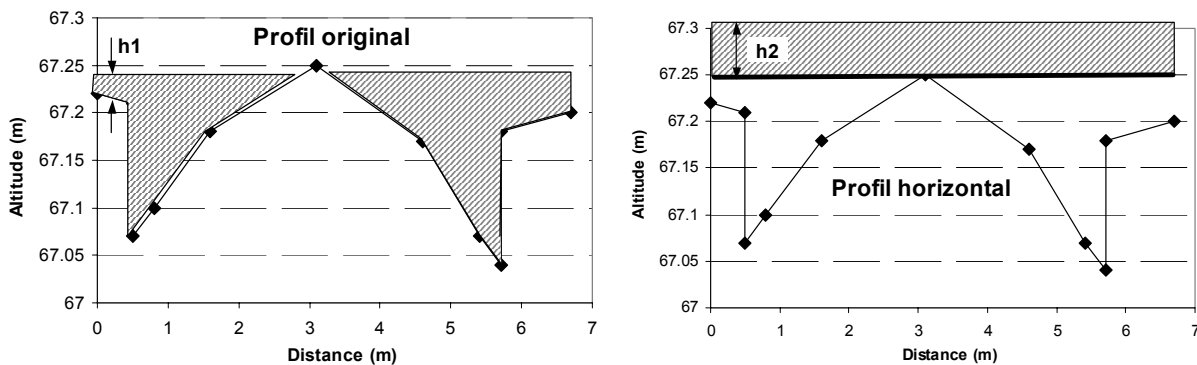


Figure VI. 21 : Augmentation de hauteur d'eau de  $h1$  à  $h2$  en utilisant un profil de rue horizontal

2) Comme nous l'avons montré au Tableau V.7 du Chapitre V, dans le cas d'un carrefour où les écoulements amont sont en régime torrentiel, la simplification de la topographie des carrefours peut avoir une forte influence à la fois sur la structure des écoulements calculés, entraînant alors une forte modification des hauteurs d'eau maximales calculées et notamment en certains coins des carrefours (cf Tableau V.10 du Chapitre V). De plus, la Figure V.6 du Chapitre V montre que la répartition des débits dans les zones aval peut de même être fortement affectée par la simplification topographique. Cependant, l'influence de la simplification de topographie ne semble pas être

chaotique, c'est à dire que les modifications de répartition de débit ne s'ajoutent pas d'un carrefour à l'autre. En effet, bien que la zone d'étude présente de nombreuses jonctions, la répartition des débits dans les différentes rues de sortie du domaine n'est pas fortement modifiée par cette simplification comme le montre la Figure VI. 22.

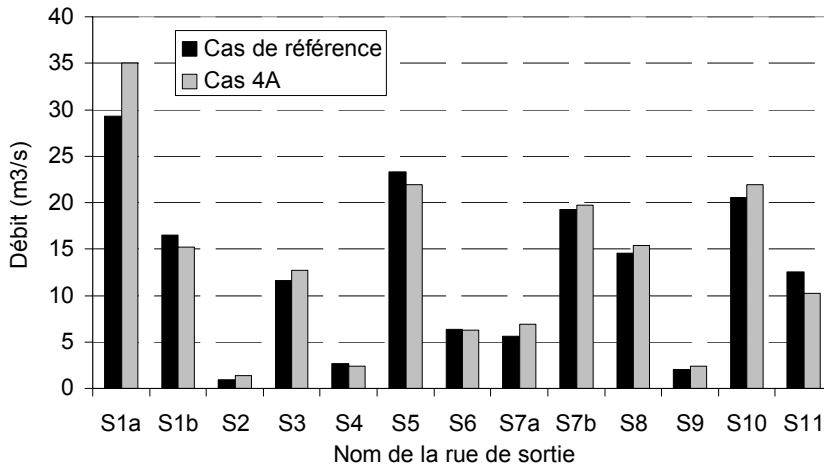


Figure VI. 22 : Comparaison des débits dans les rues de sortie entre le cas de référence et le Cas 4A

Au final, l'augmentation de hauteur d'eau générale présentée au point 1) a tendance à diminuer la sous-estimation des hauteurs d'eau maximales dans la zone Centre et à augmenter la surestimation des hauteurs maximales dans les zones Nord et Sud (Tableau VI. 2). Cependant, en comparant les hauteurs d'eau calculées sur l'ensemble des mailles inondées du domaine d'étude entre le cas de référence et le Cas 4A, il apparaît que la différence moyenne de hauteur d'eau

$$\overline{dh} = \sum \frac{(h_{Cas4A} - h_{référence})}{n}$$

sur le domaine global est seulement de 7.6 cm (Tableau VI. 2).

b. *Quel est l'effet de la simplification de la représentation topographique du domaine sur les écoulements calculés dans les carrefours ?*

Pour étudier l'effet de la simplification topographique sur les champs de hauteur d'eau et les cartes des régimes d'écoulement calculés dans les carrefours, le cas de deux carrefours particuliers C1 et C2 (cf Figure VI. 1) est analysé :

Le carrefour C1 entre les rues Anatole France et Richelieu où les écoulements sont en régime fluvial et un ressaut a lieu dans la branche amont Nord-Sud. Cet écoulement est donc en Type I selon la typologie présentée au Chapitre III.

Le carrefour C2 entre les rues Flamande et Villars, déjà étudié au Chapitre V, où l'écoulement majoritaire provenant de la branche Nord est en régime torrentiel à la section d'entrée Nord du carrefour.

Concernant le carrefour C1, les cartes de résultat présentées sur les Figure VI. 23 et Figure VI. 24 montrent que la position du ressaut droit n'est pas affectée pas la topographie de la jonction considérée. Par contre, le champ des hauteurs d'eau est fortement affecté par la variabilité des cotes du fond au sein de la jonction. En effet, on note clairement une plus grande hétérogénéité des hauteurs d'eau dans le carrefour représenté par sa topographie réelle avec les influences de certains caniveaux (A) et trottoirs (B) mais aussi des zones de recirculation (C).

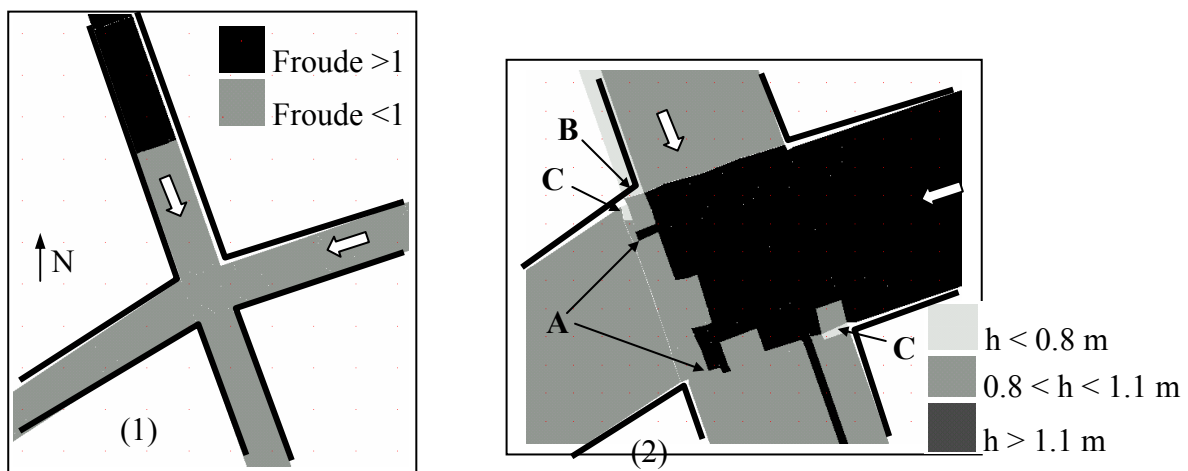


Figure VI. 23 : Régime d'écoulement (1) et champ de hauteurs d'eau (2) calculés au pic de la crue à l'intersection C1 pour le calcul de référence

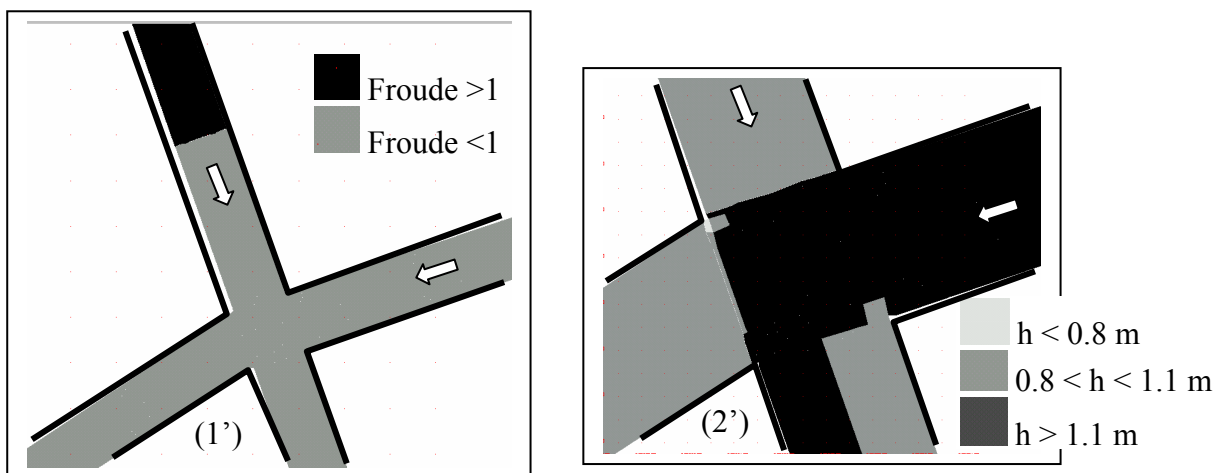


Figure VI. 24 : Régime d'écoulement (1') et champ de hauteurs d'eau (2') calculés au pic de la crue à l'intersection C1 pour le calcul Cas 4A (sections de rue horizontales).

Concernant le carrefour C2, nous avons déjà montré au Chapitre V que même en utilisant une topographie simplifiée, les écoulements calculés n'appartiennent pas à la typologie observée expérimentalement et décrite au Chapitre III du fait des faibles nombres de Froude des écoulements amont. De plus, les Figure VI. 25 et Figure VI. 26 montrent que le champ des hauteurs d'eau calculé dans le cas où la topographie réelle des rues est prise en compte est plus hétérogène qu'en utilisant la topographie simplifiée. Et de même on note que les transitions entre les deux régimes d'écoulement (fluvial et torrentiel) est fortement affectée par la topographie du carrefour. En effet, nous avons déjà vu au Chapitre V que la prise en compte de la topographie réelle des jonctions complexifie fortement l'organisation des structures dans la jonction par rapport aux jonctions à fond plat.

Au final, la combinaison de ces deux facteurs (Faible nombre de Froude et topographie réelle) complexifie tellement les champs de hauteur d'eau et cartes de régime d'écoulement calculé dans la jonction que les structures d'écoulement mises en évidence au Chapitre III (Ressaut oblique, bourrelet, ligne de séparation, zones de recirculation) ne peuvent plus être identifiées clairement sur la carte des champs de hauteur d'eau.

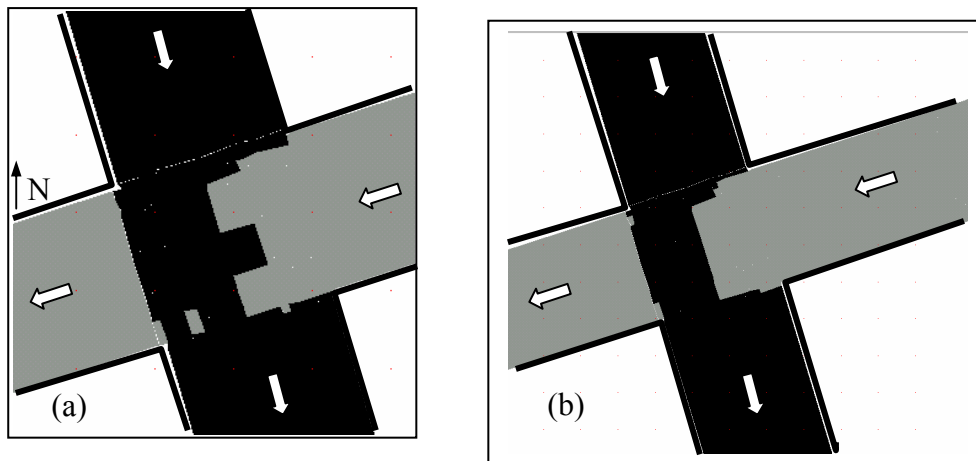


Figure VI. 25 : Régime d'écoulement au pic de la crue au carrefour C2 avec ■=Froude >1 et ■=Froude <1 : (a) : Topographie réelle et (b) : Topographie simplifiée (jonction plane et profils de rues horizontaux)



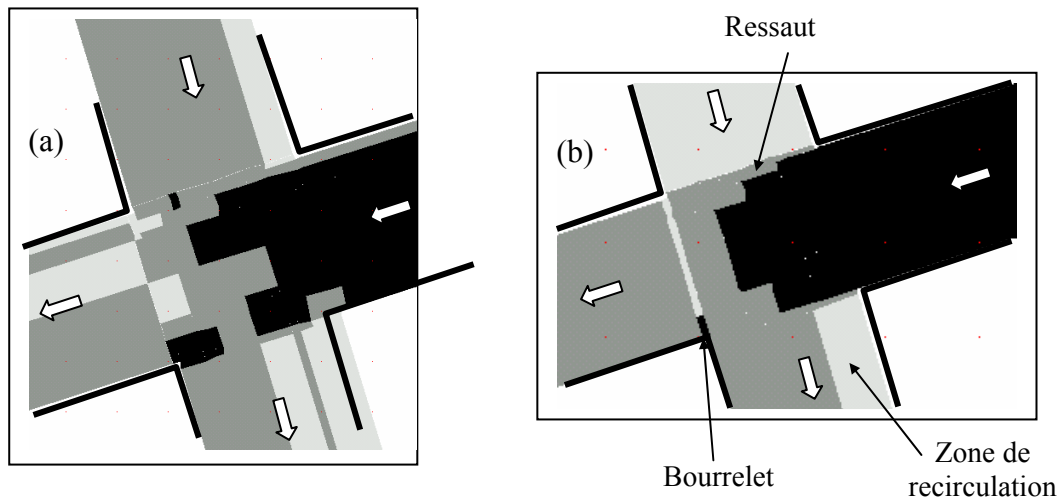


Figure VI. 26 : Variabilité spatiale des hauteurs d'eau au carrefour C2 au pic de la crue avec  $\square h < 0.8$  m ;  $\blacksquare 0.8 < h < 1.1$  m ;  $\blacksquare h > 1.1$  m. : (a) : Topographie réelle et (b) : Topographie simplifiée.

En conclusion, au vu de l'influence de la topographie de la jonction sur le champ de hauteur d'eau calculé, il semble que toute erreur non négligeable de représentation topographique d'un carrefour peut entraîner une forte erreur d'estimation du champ de hauteur d'eau dans le carrefour considéré mais que cela ne modifie pas de façon notable la structure globale de l'événement calculé à l'échelle du quartier.



Figure VI. 27 : Ecoulement à un carrefour de Nîmes durant la crue de 1988 (provenant de (Bonneaud S., 2002))

c. *Qu'en est-il de la prise en compte de la topographie à un carrefour central ?*

Lors du maillage du domaine d'étude, la question peut se poser de représenter précisément la topographie d'une place ou un rond point situé à une position stratégique de l'écoulement. Pour l'étudier, le Cas 4B est calculé en simplifiant fortement la forme et topographie du carrefour entre

les rues Faïta et Sully représenté sur la Figure VI. 28 (à travers lequel plus de 75% du débit passe) en le considérant simplement comme l'intersection simple des deux rues en un quadrilatère.



*Figure VI. 28 : Ecoulements au carrefour entre les rues Faïta et Sully à Nîmes le 3 octobre 1988*

*(Photo prise par un riverain).*

Comme cela était prévisible, les structures de l'écoulement ainsi que les hauteurs d'eau maximales calculées au sein du carrefour Faïta/Sully sont fortement affectées. En outre, il apparaît que :

- 1) Les hauteurs d'eau dans les rues à l'amont du carrefour sont augmentées du fait de la réduction de la section de passage au niveau des sections d'entrée de la jonction.
- 2) La distribution des débits dans les deux rues aval du carrefour est modifiée : le débit dans la rue Faïta est augmenté de 25% par rapport au cas de référence et dans la rue Sully, le débit est diminué de 25%. Ainsi, les hauteurs d'eau maximales sont augmentées dans la rue Faïta aval et légèrement diminuées dans la rue Sully aval et cette tendance est ressentie jusqu'aux rues de sortie du domaine : les débits sont diminués dans les rues de sortie au Sud-Est et sont augmentés au Sud-Ouest (Figure VI. 29). Ainsi au final, les effets d'une telle simplification topographique ne se limitent pas à la proximité du carrefour.

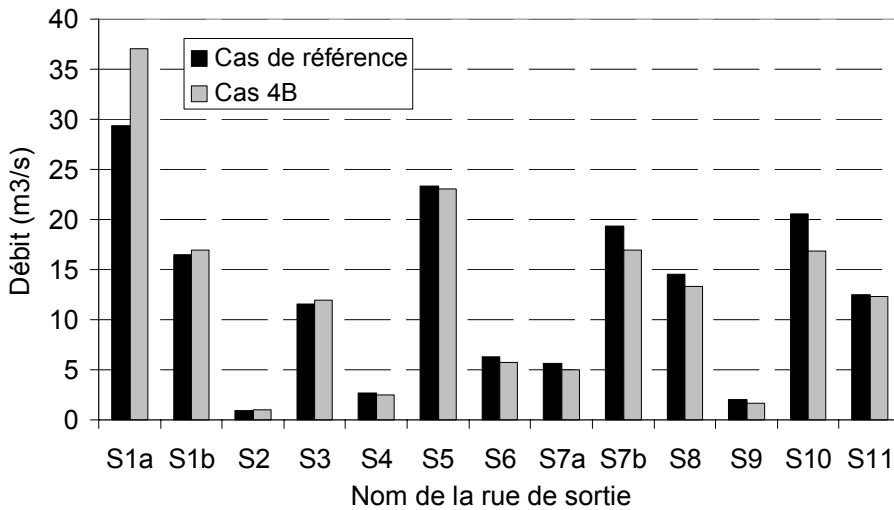


Figure VI. 29 : Comparaison des débits dans les rues de sortie entre le cas de référence et le cas 4B

d. La création d'un embâcle durant l'événement pourrait-elle fortement faire varier les écoulements calculés sur le domaine ?

Lorsqu'une grande quantité de débris (voitures, barrières...) est présente dans une zone, des obstacles importants peuvent naître suite à la mise en mouvement de ces débris (Figure VI. 30). Afin de tester l'influence de tels obstacles, le Cas 4C est calculé en plaçant un mur imperméable en travers de la rue Villars (orientée Nord-Sud), juste à l'amont de son intersection avec la rue Sémard (cet obstacle est tracé en pointillé sur la Figure VI. 1). En conséquence, un remplissage de la rue Villars a lieu juste à l'amont de l'obstacle, ce qui augmente alors fortement les hauteurs d'eau calculées dans cette rue ainsi que dans les rues situées juste à l'amont par rehaussement du contrôle aval. Alors, les volumes d'eau s'écoulant initialement par la rue Villars sont redirigés vers les rues voisines, où les hauteurs d'eau maximales sont donc aussi augmentées. Enfin, le volume d'eau s'écoulant juste à l'aval de l'obstacle est réduit par rapport au cas de référence et les hauteurs d'eau calculées sont diminuées. On note cependant que la forte modification de calcul de hauteur d'eau est limitée à la zone à proximité immédiate de l'obstacle, la modification maximale de répartition des débits dans les rues de sortie du domaine étant seulement de  $2\text{m}^3/\text{s}$  (Tableau VI. 4).

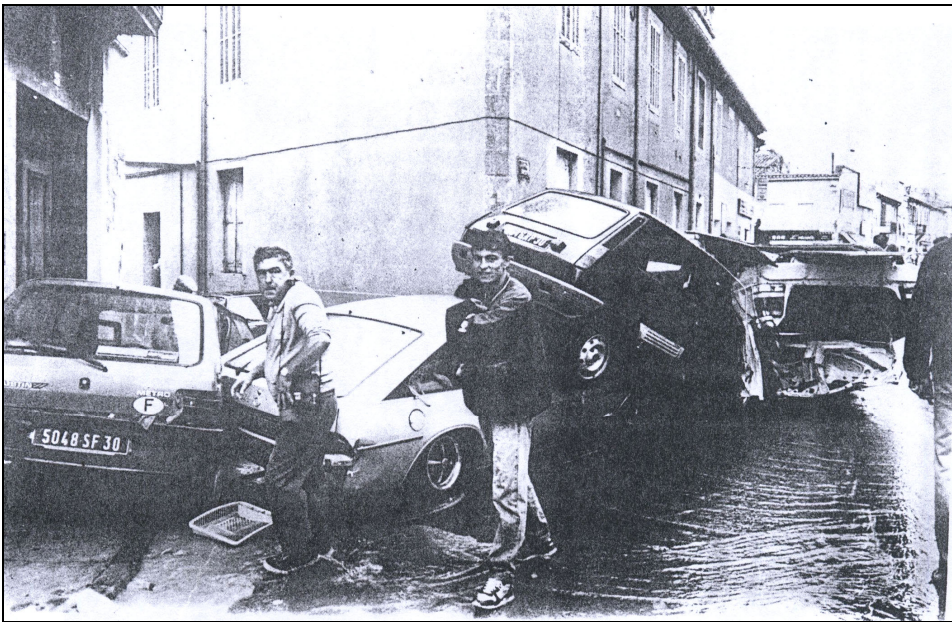


Figure VI. 30 : Création d'un embâcle de véhicules dans une rue de Nîmes photographiée suite à l'inondation du 3 octobre 1988 (provenance de (Desbordes et al., 1989))

### 5) Cas 5. Influence de la densité de maillage considérée dans la direction longitudinale au sein des rues

a. *La modification de la densité de maillage longitudinale au sein des rues a-t-elle tendance à modifier les écoulements calculés dans le carrefour*

Des essais sont entrepris afin d'étudier l'influence de la densité du maillage des rues dans la direction longitudinale (sans modifier les densités de maillage dans la direction transversale).

Le maillage du calcul de référence présentant environ 3 mailles par longueur de rue entre deux carrefours, le Cas 5B propose un maillage longitudinal dans les rues affiné à entre 4 et 5 mailles dans chaque rue entre deux carrefours. Les hauteurs d'eau maximales calculées ne sont presque pas affectées par l'augmentation de densité de maillage de 3 à 4 ou 5 mailles par longueur de rue (modification moyenne des hauteurs d'eau maximales calculées aux mailles de comparaison de 2.5 cm). De même, nous avons montré au Chapitre V que l'utilisation d'un maillage très fin longitudinalement aux abords d'un carrefour (la taille moyenne des mailles dans le sens longitudinale étant de 0.8 m) ne modifie que peu le champ de hauteur d'eau calculé au carrefour. Ainsi, le Tableau V.4 du Chapitre V montre que la modification moyenne en utilisant cette densité de maillage longitudinale fine est de 4.3 % des hauteurs d'eau locales dans la jonction.

A l'inverse, le maillage du calcul Cas 5A est constitué d'une seule maille par portion de rue entre deux carrefours, ce qui a l'avantage de diminuer fortement le temps de calcul de l'événement mais rend quasiment impossible toute comparaison des hauteurs d'eau maximales calculées dans les rues

avec les laisses de crue vu le faible nombre de points de calcul numérique dans les rues. Par ailleurs, il s'avère selon les résultats du Tableau VI. 2 que les hauteurs d'eau calculées aux carrefours sont peu affectées (la modification moyenne des hauteurs maximales calculées aux mailles de comparaison est de 8.5 cm). Les origines des modifications de hauteur d'eau sont d'une part des modifications de forme d'écoulement à certains carrefours entraînant des modifications de régimes d'écoulement localement comme dans les Cas 2B (modification du coefficient de frottement du domaine d'étude) et Cas 4A (simplification topographique du profil des rues); et d'autre part une modification de répartition des débits au carrefour Faïta/Sully augmentant alors les débits dans la zone Sud-Ouest et diminuant ceux dans la zone Sud-Est du domaine (Tableau VI. 4). Enfin, une forte modification du contrôle aval de la rue Pitot est observée.

Il semble que la faible influence de réduction de densité de maillage longitudinal dans les rues sur les écoulements s'applique surtout aux carrefours pour lesquels les écoulements environnants sont en régime torrentiel. En effet les Figures IV.26 et IV.27 et Tableau IV.16 du Chapitre IV montrent que lorsqu'au moins un écoulement amont présente un ressaut dans sa branche amont à proximité du carrefour, les champs de hauteur d'eau et la répartition des débits dans les rues aval sont fortement affectés par la réduction de densité de maillage longitudinal des rues. En effet, dans ce cas, le positionnement du ressaut droit par le code de calcul devient très imprécis, ce qui modifie les caractéristiques de l'écoulement à la section d'entrée du carrefour.

## **6) Cas 6 : Effet de la simplification du maillage transversal des rues sur les résultats du calcul**

### *a. Quelle est l'influence de la modification de la densité de maillage aux jonctions ?*

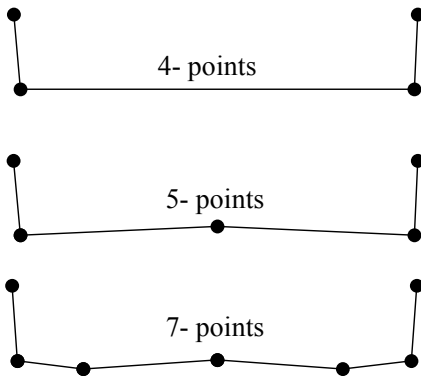
Les conclusions des Chapitres IV et V à propos des jonctions où au moins un des écoulements amont est en régime torrentiel sont reportées ici. Pour une jonction à géométrie simple (jonction carrée à fond horizontal et angles droits étudiée au Chapitre IV) et pour un carrefour réel (avec une topographie complexe étudié au Chapitre V), les influences des modifications de la densité de maillage dans les jonctions observées sont les suivantes :

Un calcul utilisant un maillage dense a pour avantage de prédire de façon fine les écoulements au carrefour mais a pour inconvénient de sous-estimer la largeur des ressauts obliques calculés. A l'inverse, un calcul utilisant un maillage grossier peut dans certains cas permettre de prédire la largeur du ressaut de façon satisfaisante mais tend à simplifier de manière extrême le champ de hauteur prédit (Figure IV.20 du Chapitre IV). De plus, le Tableau V.12 du Chapitre V montre que des modifications importantes de hauteurs d'eau calculées aux coins des carrefours peuvent avoir lieu. Si une maille de comparaison est située au coin d'un carrefour, la valeur de la hauteur d'eau

maximale calculée lors de la simulation de l'événement peut fortement dépendre de la densité de maillage utilisée. Cependant ces conclusions ne sont valables que pour les carrefours où les deux régimes d'écoulement (fluvial et torrentiel) sont présents dans la jonction.

*b. Quelle est l'influence sur le calcul de l'événement de modifier la densité de maillage transversale dans les rues et du même coup la densité de maillage dans le carrefour ?*

Modifier le nombre de points utilisé pour décrire le profil des rues conduit à la génération de maillages plus ou moins denses transversalement (donc plus ou moins coûteux à acquérir) et à une modification de la topographie transversale des rues. Pour tester l'influence de ces modifications de densité de maillage transversale, des profils de rue avec sept (Cas 6A), cinq (Cas 6B) et quatre points (Cas 6C) ont été considérés sur la Figure VI. 31 (rappelons que le cas de référence considère 11 points par section de rue). En passant de sections de rues de 11 points à des sections à 4 points, le nombre de mailles en eau au sein des carrefours diminue ainsi de 64 à 1.



*Figure VI. 31 : Profils simplifiés à 7- 5- et 4 points par section*

Pour les calculs (Cas 6A, 6B et 6C), une tendance similaire au Cas 4A a lieu (dans une moindre mesure) : les hauteurs d'eau calculées sont légèrement rehaussées sur la totalité du domaine du fait de l'augmentation du niveau moyen de la section de rue. Par ailleurs, pour le cas à 4 points par section (et 5 points par section dans une moindre mesure), un autre processus est observé : le faible nombre de mailles dans les carrefours simplifie fortement les structures d'écoulement locales. Ainsi, au sein de chaque carrefour, les zones locales de forte ou faible vitesse disparaissent pour ne laisser la place qu'à une zone de vitesse et hauteur d'eau homogène. Par exemple, dans le cas où, pour le cas de référence, l'écoulement dans le carrefour est majoritairement fluvial avec une petite zone en régime torrentiel dans un coin du carrefour où se situe la maille de comparaison, alors le Cas 6C a tendance à prédire un écoulement moyen fluvial dans toute la jonction (une seule maille). Cela entraîne alors une surestimation de la hauteur d'eau maximale calculée par rapport au cas de référence (et à la laisse de crue), ce processus observé au sein de 5 carrefours est présenté en Figure

VI. 32. Le phénomène inverse peut aussi avoir lieu si l'écoulement dans la jonction est majoritairement torrentiel avec simplement une petite zone en régime fluvial. Ainsi, ces modifications locales de l'écoulement influencent fortement les écoulements à plus grande échelle et dans le cas à 4 points par section, la distribution des écoulements dans les différentes rues de sortie est fortement modifiée (Figure VI. 33).

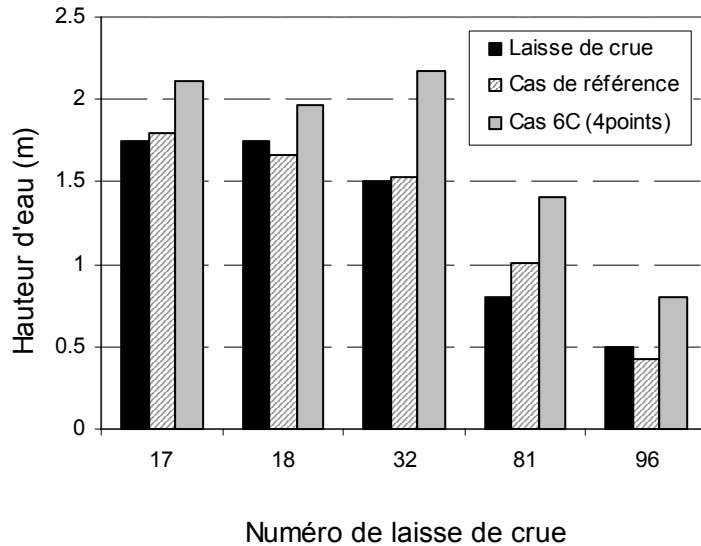


Figure VI. 32 : Comparaison entre lisses de crue et hauteurs d'eau maximales calculées pour les cas de référence et 6C lorsque seule une petite zone de la jonction est en régime torrentiel

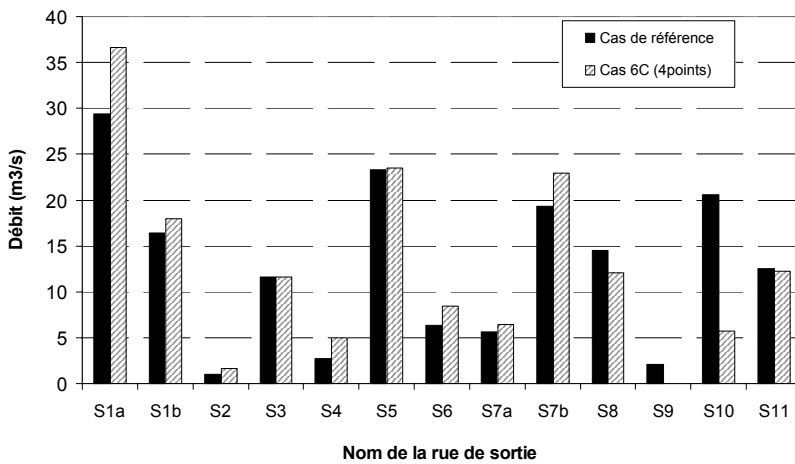


Figure VI. 33 : Comparaison entre la distribution des débits dans les rues de sortie pour le cas de référence et dans le Cas 6C.

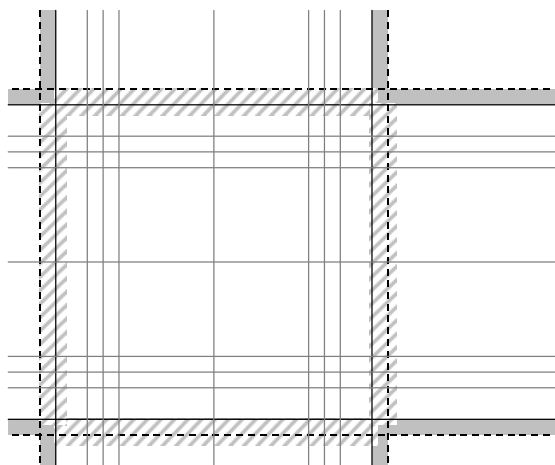
Les différences de hauteurs d'eau maximales calculées en chaque maille de comparaison lors de la simulation de l'inondation du 3 octobre 1988 à Nîmes entre le cas de référence et les Cas 6A, 6B et 6C sont notées  $dh_{6A}$ ,  $dh_{6B}$  et  $dh_{6C}$  (avec  $dh_{6A} = h_{référence} - h_{Cas6A}$  et de façon identique pour  $dh_{6B}$  et

$dh_{6C}$ ). Ces différences dépendent donc à la fois des modifications de représentation des structures d'écoulement dans les carrefours où les deux régimes d'écoulements sont présents (comme montré au paragraphe a) précédent) et à la fois d'une modification moyenne de l'altitude du fond des rues et plus généralement d'une simplification des profils de rue (Figure VI. 31) et de la topographie des carrefours. Au final, la modification moyenne des hauteurs d'eau maximales calculées aux 99 mailles de comparaison par rapport au cas de référence sont de :  $dh'_{6A} = 6.7\%$  de la hauteur d'eau locale pour le Cas 6A,  $dh'_{6B} = 15.3\%$  pour le Cas 6B et  $dh'_{6C} = 26\%$  pour le Cas 6C (avec

$$dh'_{6a} = \frac{\sum Abs(dh_{6A})}{n}, \text{ où } n=99 \text{ ici, idem pour } dh'_{6B} \text{ et } dh'_{6C}.$$

c. *Quelle est l'influence de la méthode de représentation numérique des façades des bâtis ?*

Le Cas 6D représente les limites du bâti par des arrêtes imperméables (comme au Chapitre II pour les cas de Kyoto ou Sumacarcel) au lieu de les représenter topographiquement par une remontée de la côte du fond comme dans le cas de référence (Figure VI. 3). Les modifications apportées par ce calcul par rapport au calcul de référence sont donc doubles : d'une part les arrêtes imperméables modifient la prise en compte numérique de la réflexion des écoulements sur les façades du bâti et d'autre part, le nombre de points par section est diminué de 11 à 9 points par section (les lignes pointillées sur la Figure VI. 34 sont retirées). Ainsi, le nombre de mailles en eau à proximité de la jonction est diminué et notamment les mailles en eau à l'entrée de la jonction (en hachuré sur la Figure ci-dessous) sont retirées :





-  Mailles en eau dans le calcul de référence et retirées du Cas 6D
-  Mailles sèches dans le calcul de référence (retirées du Cas 6D)

Figure VI. 34 : Modification de l'organisation du maillage en passant du cas de référence au Cas 6D



L'influence de cette modification de maillage et de représentation des façades du bâti est très limitée comme le montre le Tableau VI. 2. Les hauteurs d'eau maximales calculées sur les mailles de comparaison ne sont en effet modifiées que de 5 cm en moyenne. Les différences d'estimation de ces hauteurs d'eau proviennent d'une part de certaines simplifications topographiques entraînées par la modification du maillage dans les carrefours complexes et d'autre part de légères modifications des structures d'écoulement calculées (largeur de ressaut, de bourrelet...).

Pour conclure, il apparaît que les résultats du Cas 6A présentent une très faible modification des hauteurs d'eau maximales alors que les résultats des Cas 6B et 6C sont très affectés par la simplification du maillage transversal de la rue.

### **8) Tentative d'explication des erreurs de prédiction des hauteurs d'eau à partir des résultats de l'étude de sensibilité**

Nous avons montré dans les paragraphes précédents que deux types d'erreur d'estimation des hauteurs d'eau avaient lieu :

- 1) Des erreurs sur les zones du domaine A, B, C, D (Figure VI. 9).
- 2) Des erreurs locales mises en évidence par les fortes valeurs d'écart type  $\sigma_{dh}$

1) Concernant les erreurs sur les zones A, B, C, D, la sous-estimation de la hauteur d'eau maximale calculée dans la zone A semble due à une difficulté de représentation de la section de passage de l'écoulement sous le remblai SNCF à l'entrée Est du domaine. En effet, alors que le calcul de référence sous-estime la hauteur maximale de 1.23 m (pour une laisse de crue de 2.1 m), le Cas 6A (7 points par section) qui diminue cette section de passage en modifiant la description du profil de la rue dans le sens transversal ne sous-estime plus la hauteur d'eau que de 43 cm.

Les surestimations de hauteur d'eau dans les deux mailles de comparaison de la zone B ont des origines diverses. Pour ce qui est de la maille située au sein de la rue Hoche, il semble que l'incertitude provienne d'une erreur d'interpolation du profil de cette rue entre les sections dont la forme du profil est connue lors du maillage du domaine. Par contre, la surestimation de la hauteur dans la maille située au sein de la rue Faite n'est pas diminuée par les différents jeux de paramètres testés dans l'étude de sensibilité et semble donc provenir d'une erreur de représentation de la réduction soudaine de la largeur de la rue entre l'amont et l'aval de la jonction avec la rue Hoche.

Ensuite, le Tableau VI. 2 montre que la sous-estimation de hauteur d'eau dans la zone C (zone Centre) n'a été significativement réduite que par le calcul Cas 2C (qui utilise un coefficient de

frottement plus important dans la zone Centre justifié par les faibles largeurs de rue et la présence de voitures garées qui réduisent la section de passage de l'écoulement)\*.

Enfin, concernant la zone D, la surestimation des laisses de crue dans la rue Varanda n'a pu être diminuée en modifiant les jeux de paramètres du calcul ; l'explication la plus probable pour cette surestimation serait la présence d'un obstacle à proximité de la rue ou une forte erreur de représentation topographique de la rue.

2) Le comportement des erreurs locales est présenté sur la Figure VI. 35. Cette figure présente en ordonné la différence de hauteur d'eau maximale calculée par le calcul de référence par rapport aux laisses de crue mesurées ( $dH$ ) pour les 99 mailles de comparaison. Les 99 comparaisons sont triées, en abscisse, en fonction de leur surestimation : les sous-estimations de hauteur d'eau maximale sont situées à gauche et les surestimations à droite. De plus, les mailles se trouvant en régime torrentiel au pic de la crue selon les résultats du calcul de référence sont colorées en noir. La gamme des hauteurs d'eau maximales calculées avec les différents jeux paramètres présentés précédemment est renseignée par une barre d'erreur grisée. Sur l'axe des abscisses, un triangle coloré indique que la laisse de crue est située en un lieu particulièrement peu exposé par rapport à l'écoulement (typiquement au point d'intersection des façades des deux écoulements amont des carrefours à 4 branches) et un triangle blanc indique qu'elle est particulièrement exposée par rapport à l'écoulement (par exemple au coin aval d'un carrefour en croix au niveau du bourrelet). Enfin, pour les mailles de comparaison où le calcul sous-estime les hauteurs d'eau maximales par rapport aux laisses de crue (sur la partie gauche du graphique), une croix notée  $dH'$  dans la légende est ajoutée avec  $dH' = \left( h_c + \frac{v_{max}^2}{2g} \right) - h_{laisse}$  où  $h_c$  est la hauteur d'eau maximale calculée par le calcul de référence (noté par un rond coloré sur le graphique),  $v_{max}$  est la vitesse maximale atteinte par l'écoulement dans la maille et  $h_{laisse}$  est la hauteur de la laisse de crue relevée correspondante. La valeur  $h_c + \frac{v_{max}^2}{2g}$  correspond à la charge de l'écoulement local qui est égale à la hauteur d'eau maximale que pourrait atteindre l'écoulement lors de la remontée sur la façade du bâtiment bordant la maille de comparaison (point d'arrêt) si la vitesse était parfaitement perpendiculaire à la façade. En effet, nous avons vu que les laisses de crue sont mesurées sur les façades des bâtiments alors que les mailles de comparaison sont situées aux centres des trottoirs sur une section de rue. Ainsi, le fait de considérer que la hauteur maximale calculée au lieu de relevé de la laisse de crue vaut seulement  $h_c$  ( $dH$  sur le graphique) revient à négliger la remontée de l'écoulement contre la façade du bâtiment et

---

\* Le Cas 3B (réduction des capacités d'évacuation des débits dans les rues de sortie aval) réduit de même la sous-estimation des hauteurs d'eau maximales calculées, néanmoins ce cas est inintéressant car en contrepartie il surestime fortement les hauteurs d'eau dans la zone aval du domaine.

considérer que cette hauteur d'eau maximale vaut  $h_c + \frac{v_{max}^2}{2g}$  ( $dH'$  sur le graphique) revient à prendre en compte une remontée maximale de l'écoulement sur cette façade. La hauteur maximale réaliste devrait donc se trouver entre ces deux valeurs.

Cette Figure VI. 35 montre que, pour ce qui concerne les mailles de comparaison pour lesquelles les hauteurs d'eau maximales sont les plus surestimées et sous-estimées, les variations des jeux de paramètres utilisés pour les calcul de l'étude de sensibilité n'inversent généralement pas les tendances du cas de référence. En effet la plupart des mailles de comparaison pour lesquelles le calcul de référence sous-estime la hauteur d'eau maximale par rapport au relevé de la laisse de crue restent sous-estimées par les calculs quel que soit le jeu de paramètres utilisé (et idem pour les mailles surestimées). Il apparaît ensuite que les mailles dont l'écoulement calculé avec le cas de référence est en régime torrentiel au pic de la crue sont plutôt sous-estimées (de 25 cm en moyenne) par le code 2D.

Enfin, il semble que pour les mailles exposées face aux écoulements (triangle blanc), la hauteur d'eau maximale a tendance à être sous-estimée par le calcul (de 37 cm en moyenne) alors que les mailles situées dans des lieux protégées des écoulements (triangle grisé) voient plutôt leur hauteur d'eau maximale surestimée par le calcul (de 13 cm en moyenne). Or, bien que la prise en compte de la remontée de l'écoulement contre les façades permette de rehausser la hauteur maximale calculée (remontée de 45cm en moyenne), cela ne suffit généralement pas à annuler la sous-estimation des hauteurs d'eau maximales même en supposant que la vitesse de l'écoulement est parfaitement perpendiculaire à la paroi. En effet, pour un certain nombre de lisses dont la hauteur est fortement sous-estimée par le calcul,  $dH'$  reste négatif.

Les deux phénomènes que nous venons de citer (régime d'écoulement et exposition par rapport à l'écoulement) semblent donc jouer un rôle dans les surestimations et sous-estimations systématiques de certaines lisses de crue quel que soit le jeu de paramètres utilisé. Cependant ces raisons ne sont pas suffisantes pour expliquer les origines de toutes les surestimations et sous-estimations de la Figure VI. 35 et il semble que les autres origines des erreurs, que nous pouvons qualifier d'*aléatoires* sont aussi importantes. Parmi ces origines aléatoires des erreurs de prédiction des hauteurs d'eau maximales, nous pouvons citer les incertitudes topographiques, les imprécisions des apports d'eau, la création d'obstacles ou d'embâcles, les erreurs de relevé des lisses de crue, des erreurs de prédiction de la position des structures d'écoulement aux carrefours.

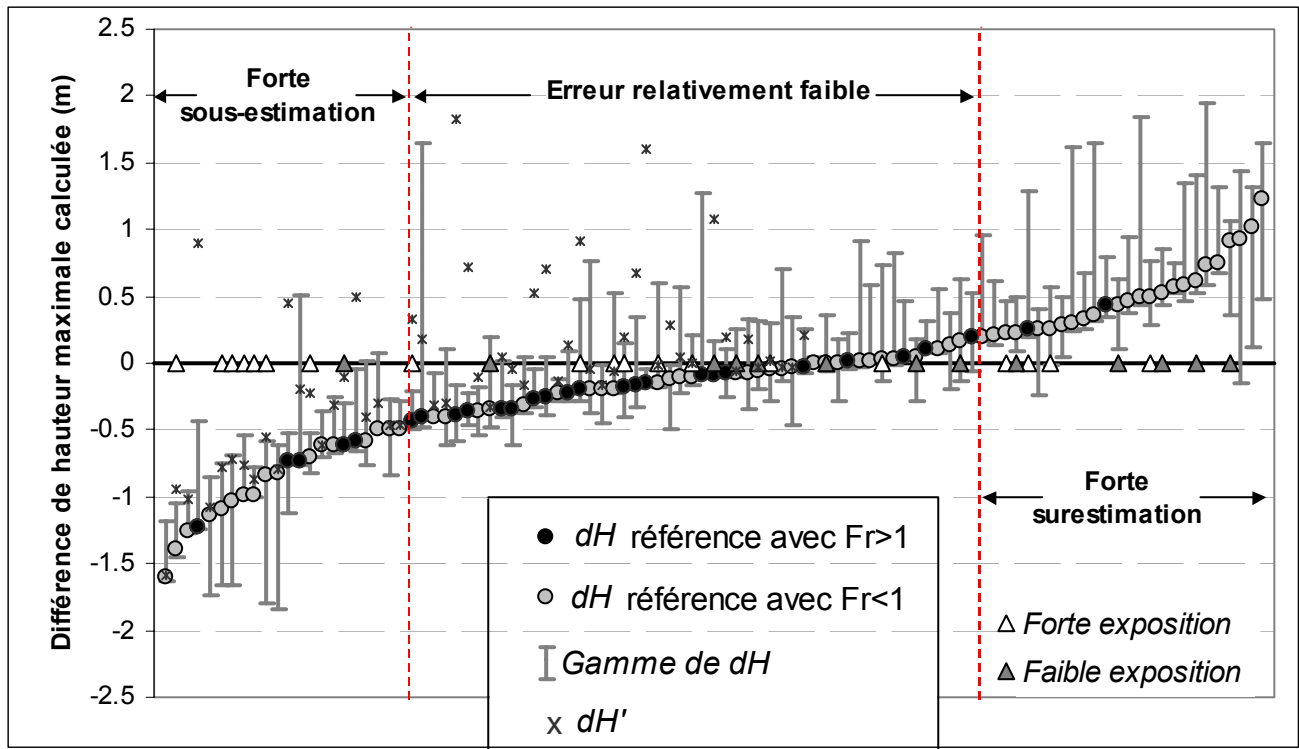


Figure VI. 35 : Différence d'estimation des hauteurs d'eau maximales ( $h_{max_{calculé}} - h_{max_{mesuré}}$ ) aux mailles de comparaison et gamme d'erreur obtenue lors de l'étude de sensibilité (classées par surestimation croissante).

## V. Validation du modèle calé à partir d'un second événement : l'inondation de 2002.

Après l'inondation d'octobre 1988, l'événement du 9 septembre 2002 a été l'une des inondations les plus violentes observées ces dernières décennies à Nîmes. Le déroulement de l'événement a été sensiblement le même qu'en 1988, avec néanmoins une intensité de pluie nettement inférieure et donc un volume d'eau mis en jeu plus faible. (BCEOM et al., 2004) ont appliqué la même méthode hydrologique de transformation pluie-débit sur les bassins versants amont pour fournir les deux hydrogrammes de crue à l'entrée du quartier. Dans le cas de l'inondation de 2002, les débits pouvant transiter dans le réseau souterrain ( $6\text{m}^3/\text{s}$  et  $7\text{m}^3/\text{s}$ ) ne sont plus négligeables par rapport aux débits de pointe des hydrogrammes ( $13\text{m}^3/\text{s}$  et  $30\text{m}^3/\text{s}$ ) et les débits équivalents aux capacités des deux réseaux principaux ont été soustraits aux hydrogrammes d'entrée en surface pour obtenir finalement ceux présentés en Figure VI. 36 avec le temps  $t=0$  secondes équivalent à la date du 09 septembre 2002 à 10h30.

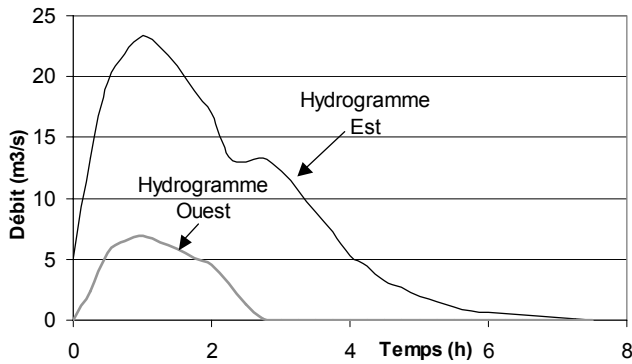
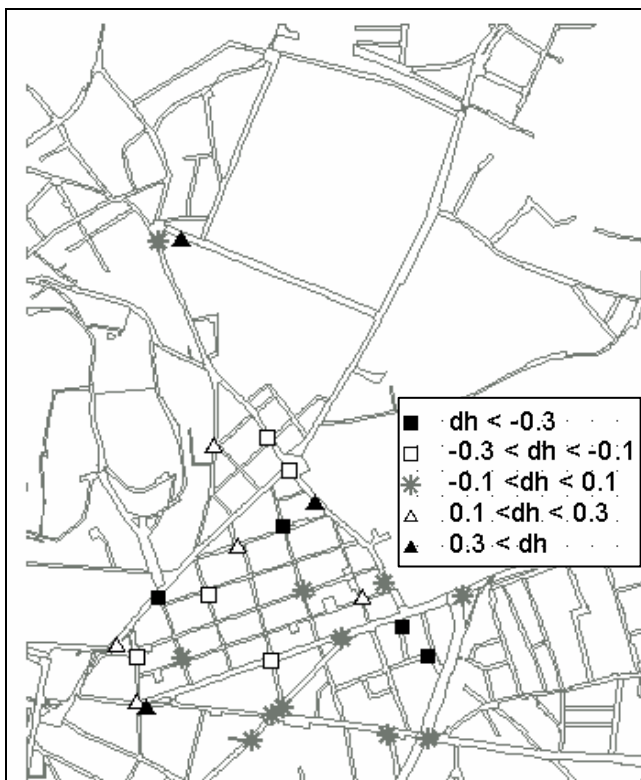


Figure VI. 36 : Hydrogrammes de la crue de septembre 2002 après soustraction des capacités des réseaux.

En termes de données de validation, 28 laisses de crue ont été relevées dans le quartier Richelieu suite à l'événement, la moyenne des hauteurs d'eau relevées dans le quartier est de 30 cm et un maximum de 85 cm a été atteint dans la rue Faite.

Les paramètres constituant le cas de référence de simulation de l'événement de 1988 sont réutilisés afin de simuler ce second événement de crue avec le code 2D *Rubar20*, le même maillage est réutilisé ainsi que les mêmes hypothèses. Au final, la seule modification apportée au cas de référence de l'événement de 1988 concerne les hydrogrammes, en imposant ceux de la Figure VI. 36. Il apparaît, sur les résultats de simulation, que la dynamique de crue est identique à celle de 1988 avec, comme attendu, des hauteurs d'eau calculées plus faibles sur l'ensemble du domaine. Les hauteurs d'eau maximales calculées aux 28 nouvelles mailles de comparaison sont comparées aux 28 laisses de crue ; les résultats de cette comparaison sont donnés en Figure VI. 37.



*Figure VI. 37 : Comparaison entre les hauteurs d'eau maximales calculées et les laisses de crue relevées suite à l'événement de 2002.*

La Figure VI. 37 montre que les erreurs d'estimation des hauteurs d'eau maximales sont réparties de manière homogène sur le domaine étudié, aucune tendance de sur- ou sous-estimation spatiale ne semble pouvoir être observée. En effet, contrairement au cas de 1988, les hauteurs d'eau maximales dans la zone Centre ne sont pas systématiquement sous-estimées par rapport aux laisses de crue. De plus, la moyenne des erreurs d'estimation de ces hauteurs maximales est  $\overline{dh} = -3\text{cm}$ , ce qui confirme que le calage du modèle est valide pour la crue de septembre 2002. Cependant, l'écart type reste important ( $\sigma_{dh} = 22\text{cm}$ ); cela montre que les incertitudes de comparaison des hauteurs d'eau maximales calculées avec les laisses de crue, décrites au paragraphe V subsistent. Là encore, certains phénomènes locaux non pris en compte ont pu avoir lieu (débordement de réseau, obstacle...). Cependant, étant donné que la hauteur d'eau moyenne calculée sur le domaine est plus faible que pour l'événement de 1988, les irrégularités et incertitudes topographiques, les lieux de stockage et autres obstacles de petite taille non représentés doivent avoir une influence plus forte sur l'écoulement, dans le cas de cette inondation moins violente, et ainsi augmenter les erreurs locales des résultats.

## **Conclusions**

La simulation de deux événements réels d'inondation violente en ville est donc effectuée à l'aide d'un code de calcul résolvant les équations de Saint Venant bidimensionnelles *Rubar20*. La zone urbaine étant assimilée à un réseau de rues sans interaction avec le réseau d'assainissement et le bâti, deux hydrogrammes provenant d'une étude hydrologique sur les bassins versants amont sont imposés en surface au sein des deux rues d'entrée du domaine. L'inondation se répand alors dans la zone d'étude et sort majoritairement par les rues aval au Sud du domaine. Un premier cas d'inondation sévère, ayant eu lieu le 3 octobre 1988, permet de vérifier les capacités du code de calcul 2D à représenter un événement aussi violent. La comparaison des hauteurs d'eau maximales calculées avec les laisses de crue relevées sur le domaine d'étude suite à l'événement montre un écart type de l'ordre de 50 cm, ce qui est important au vu des valeurs des laisses de crue (moyenne des hauteurs d'eau maximales de 1.1 m).

De manière générale, l'estimation globale des hauteurs d'eau dans les différentes zones de la ville montre que la dynamique de crue est correctement représentée et que l'ordre de grandeur des débits, vitesses et hauteur d'eau dans les différentes rues est bien estimé. Par contre, pour ce qui est des différences locales, nous avons vu qu'il est très délicat de diminuer les écarts entre les hauteurs calculées et les laisses de crue.

Les résultats obtenus permettent de même d'identifier les structures d'écoulement ayant lieu dans le réseau de rues et particulièrement aux carrefours. Les résultats suivant du Chapitre V sont ainsi confirmés : l'intersection de deux écoulements en régime torrentiel avec des nombres de Froude assez faibles ne se traduit pas par une structure d'écoulement aussi nette et tranchée que celles observées expérimentalement et présentées au Chapitre III. En outre, la prise en compte de la topographie réelle des jonctions tend à complexifier nettement les structures d'écoulement qui deviennent alors relativement chaotiques.

Une analyse des erreurs de calcul des hauteurs d'eau maximales dans les mailles de comparaison montre qu'elles sont de deux types : les erreurs par zone et les erreurs locales. Les origines de ces erreurs peuvent alors être réparties en trois catégories :

1) Les incertitudes liées à la représentation du domaine et à la représentation de l'événement par le modèle (topographie, topologie, apports d'eau, simplifications des processus, choix des paramètres...)

2) Les incertitudes liées au calcul des écoulements dans les carrefours, dont le champ de hauteurs d'eau est très dépendant des détails de topographie locale et des conditions d'écoulement aux sections d'entrée de la jonction

3) les incertitudes liées aux mesures de laisse de crue, à leur localisation et au processus même de comparaison de leur hauteur avec les résultats des calculs.

Il semble alors se confirmer qu'une très bonne concordance entre les résultats du calcul et les laisses de crue est pratiquement impossible à obtenir aujourd'hui au vu de cet ensemble d'incertitudes.

Enfin, une étude de sensibilité a été menée afin de vérifier l'influence de différents paramètres géométriques et numériques sur la représentation de l'événement et spécialement sur le calcul des hauteurs d'eau maximales. Il apparaît que certains paramètres ont une forte influence et d'autres une influence plus limitée sur les résultats ; de plus, certains paramètres ont une influence globale et d'autres une influence plus locale. Ces influences sont résumées dans le Tableau VI. 3 pour l'inondation du 3 octobre 1988 à Nîmes, sachant qu'elles ne peuvent pas nécessairement être généralisées à tout type d'événement.

<b>Modifications de paramètres</b>	<b>(1)</b>	<b>(2)</b>	<b>(3)</b>	<b>Autres impacts et remarques:</b>
Augmentation des hydrogrammes d'entrée	X			
Augmentation du coefficient de frottement	X	X	X	

Modification des conditions limites aval				Modification de la distribution des débits dans les zones aval
Contrôle aval provenant des zones urbaines à l'aval				Modification globale de l'écoulement dans la zone aval
Profils de rues horizontaux	X		X	
Simplification topographique d'un carrefour principal		X		Contrôle aval depuis le carrefour vers les rues amont
Obstacle local				Forte influence locale et léger impact aval
Simplification longitudinale du maillage		X	X	Impact sur le contrôle aval des rues se remplissant par l'aval
Profils de rues simplifiés (4 & 5-points par section)	X	X	X	
Stockage / Pluie	X			Impacts limités dus aux faibles volumes mis en jeu
Coefficient de diffusion			X	Effet limité
Négliger les caniveaux (7 points par sections de rue considérés)	X			Effet limité

Tableau VI. 3 : Effets des paramètres principaux de l'étude de sensibilité avec :

(1)= Modification de la hauteur d'eau maximale calculée sur le domaine global

(2)= Modification de la répartition des débits au carrefour Faïta/Sully et donc dans les zones aval

(3)= Modifications locales des régimes d'écoulement

### Recommandations opérationnelles

En conséquence, les recommandations opérationnelles suivantes sont proposées pour les simulations d'inondations sévères dans des zones fortement urbanisées :

1) Une attention particulière doit être apportée aux précisions du calcul hydrologique destiné à établir l'hydrogramme amont sur la zone. En particulier, la détermination des débits au pic de l'hydrogramme doit être vérifiée si l'objectif principal de l'étude est d'établir une carte des hauteurs maximales sur la zone.

2) Si le volume de pluie tombant sur la zone d'étude ou les capacités de stockage de l'eau dans le domaine sont faibles par rapport aux volumes d'eau mis en jeu par les hydrogrammes



amont, les impacts de ces paramètres seront limités et n'ont pas besoin d'être pris en compte dans la simulation.

3) Des valeurs de coefficient de frottement adaptées aux différentes zones urbaines homogènes présentes dans le domaine d'étude doivent être utilisées ; elles doivent notamment être déterminées en fonction des largeurs de rue et de la présence ou non d'obstacles de petite taille fixes ou mobiles qui pourraient altérer la résistance à l'écoulement.

4) La récupération d'informations sur l'état d'inondation des zones urbaines à l'aval du domaine est utile afin de définir des conditions limites aval adaptées.

5) La densité du maillage la plus adaptée au calcul de l'inondation dépend fortement des objectifs de l'étude :

✓ Si l'objectif de l'étude est de comparer les résultats de hauteurs d'eau maximales calculées avec des laisses de crue mesurées (comme dans le cas de ce chapitre), alors une description précise des profils de rues et de la topographie des carrefours est nécessaire. De plus, la mesure exacte de la hauteur des trottoirs au-dessus desquels ont été relevées les laisses de crue est primordiale. Dans ce cas, l'utilisation d'un maillage à 7 points par section de rue soit avec 16 mailles en eau dans chaque carrefour et une densité de maillage longitudinale dans les rues suffisante (soit environ 7 à 8 mailles entre deux carrefours) semble être un bon compromis sauf dans les zones plus complexes telles les places avec rond-points où une attention plus fine doit permettre de mieux représenter la topographie locale. Et même dans ce cas, comme nous l'avons déjà dit, l'utilisateur ne doit pas s'attendre à trouver une concordance parfaite entre les résultats des calculs et les laisses de crue mesurées.

✓ Si l'objectif principal de la simulation est d'obtenir une idée générale de la dynamique de la crue et de définir une carte de risques suffisamment précise, alors une représentation grossière du domaine s'avère suffisante (qui permet de réduire le coût d'acquisition des données et le temps de calcul). Par exemple, pour l'événement du 3 octobre 1988, le maillage à 5 points par section de rue (Figure VI. 31) soit 4 mailles en eau dans chaque carrefour, avec 3 mailles dans le sens longitudinal entre deux carrefours semble être un bon compromis. Cependant, dans ce cas, il est important de garder à l'esprit qu'une légère surestimation de la hauteur d'eau maximale calculée a lieu du fait du rehaussement moyen de la section de la rue.

✓ Enfin, si l'objectif de l'étude est d'obtenir une idée générale de l'événement de crue qui se répand dans le domaine ainsi qu'un ordre de grandeur des hauteurs moyennes dans les différentes zones de la ville, un modèle simplifié semble adapté. Par exemple (Lhomme J. et al., 2005) proposent une méthode simplifiée permettant de simuler une inondation violente (de période de retour 100 ans) sur le même domaine de Nîmes ; cette méthode étant comparée dans l'article cité à la méthode de référence utilisée dans ce mémoire. Les auteurs montrent alors que la dynamique de

## **Chapitre VI : Capacités du modèle bidimensionnel à simuler un événement réel d'inondation urbaine**

---

la crue est reproduite de façon satisfaisante même si localement les erreurs d'estimation des hauteurs d'eau maximales sont importantes.

Bien entendu tous les résultats présentés ici ne sont pas directement généralisables aux autres cas d'inondation (zones moins densément urbanisées, événement moins violents...) pour lesquels l'influence des différents paramètres sur les résultats des simulations pourra être vérifiée.

	S1a	S1b	S2	S3	S4	S5	S6	S7a	S7b	S8	S9	S10	S11
<b>Cas de référence</b>	29.35	16.46	0.97	11.60	2.68	23.29	6.32	5.61	19.31	14.54	2.06	20.59	12.54
<b>Cas 1B</b>	31.51	17.18	1.06	12.32	3.10	25.30	7.11	6.34	21.37	12.72	2.30	22.11	13.48
<b>Cas 1C</b>	28.68	16.08	0.82	11.44	2.40	22.77	6.13	5.43	18.92	14.17	2.01	20.08	11.34
<b>Cas 2A<sub>1</sub></b>	29.80	15.45	0.73	11.04	2.41	23.25	6.31	5.62	19.54	14.51	2.10	20.53	11.86
<b>Cas 2A<sub>2</sub></b>	28.34	15.55	0.75	11.09	2.62	23.46	6.46	5.61	19.72	11.68	2.14	21.49	12.18
<b>cas 2B</b>	22.61	16.67	0.96	11.76	3.02	21.96	6.71	4.78	21.91	14.39	2.09	17.06	19.77
<b>Cas 2C</b>	30.61	17.29	1.39	12.82	2.98	25.18	6.29	5.73	17.93	11.51	1.72	15.53	12.54
<b>Cas 3A</b>	21.96	17.98	0.13	14.61	7.86	5.50	10.51	10.62	45.90	10.36	3.15	2.67	12.54
<b>Cas 3B</b>	0.00	0.00	0.00	32.76	4.88	30.24	10.36	9.68	37.07	22.81	5.02	0.00	12.33
<b>Cas 4A</b>	34.98	15.22	1.34	12.69	2.41	21.98	6.30	6.95	19.75	15.43	2.35	21.97	10.26
<b>Cas 4B</b>	37.06	16.98	1.04	11.96	2.48	23.06	5.74	4.97	16.98	13.32	1.69	16.83	12.33
<b>Cas 4C</b>	29.35	18.47	1.12	12.52	2.42	21.38	5.19	5.24	19.04	13.89	2.10	21.39	12.54
<b>Cas 5A</b>	33.63	17.07	0.97	11.32	2.42	22.53	5.78	3.32	21.40	13.01	2.36	19.81	10.23
<b>Cas 5B</b>	28.33	16.27	0.83	10.95	2.64	22.64	6.33	5.76	18.96	15.81	2.41	21.21	12.60
<b>Cas 6A</b>	33.36	16.56	0.94	11.33	2.49	23.64	6.52	5.43	19.02	14.19	1.82	20.46	12.91
<b>Cas 6B</b>	30.69	17.00	1.08	11.10	2.33	24.81	7.34	5.35	18.32	14.91	1.78	20.56	11.95
<b>Cas 6C</b>	36.65	17.95	1.67	11.61	5.03	23.51	8.42	6.44	22.93	12.06	0.00	5.75	12.26

Tableau VI. 4 : Débits de sortie en m<sup>3</sup>/s dans les rues aval au pic de la crue du 3 octobre 1988 à Nîmes

## Conclusions et perspectives

### Conclusions

Une campagne expérimentale utilisant un modèle physique de jonction de 4 canaux de section rectangulaire perpendiculaires avec des écoulements amont torrentiels a permis de montrer qu'une typologie des formes d'écoulement qui se développent à proximité du carrefour pouvait être mise en place en fonction de la localisation des ressauts hydrauliques. En considérant des écoulements rapides dans les branches amont, deux ressauts se développent, il s'agit soit de ressauts obliques situés au sein de la jonction, soit de ressauts droits placés dans les branches amont. Par ailleurs, les principales structures d'écoulement qui accompagnent ces ressauts sont le rehaussement de hauteur d'eau au niveau du plan de séparation des deux écoulements, les ruptures latérales des jets torrentiels au niveau des ondes de dépression, un bourrelet qui tend à apparaître à proximité du coin aval de la jonction et dans les branches aval, des zones de recirculation et des ondes croisées. Au final, trois types principaux et en tout cinq régimes d'écoulements sont mis en évidence. L'origine de ces écoulements est présentée simplement, notamment à partir de relations régissant la déviation soudaine d'un écoulement torrentiel, étudiée par (Ippen A.T., 1951). Ces écoulements sont mis en évidence en considérant des écoulements amont à nombre de Froude relativement élevés et une topographie fortement simplifiée dans les branches de la jonction.

A partir des observations expérimentales, trois modèles analytiques et une relation empirique ont pu être mis en place afin de prédire la répartition des écoulements dans les branches aval de la jonction et/ou prédire les structures d'écoulement pour chacun des régimes répertoriés précédemment. Les modèles analytiques s'appuient sur des lois simples de la mécanique des fluides et se basent sur une simplification des écoulements observés. La validation des résultats de ces modèles analytiques à partir des données expérimentales mesurées sur le modèle physique confirme que les structures d'écoulement régissant la répartition des débits à la jonction sont bien identifiées. Ceci étant les modèles analytiques n'ont quasiment pas été validés sur les mesures d'autres campagnes expérimentales du fait de l'absence de données publiées dans la littérature. Ainsi, la qualité de ces modèles n'est connue que pour les conditions expérimentales décrites dans le paragraphe précédent.

La modélisation numérique des écoulements étudiés expérimentalement montre que le code résolvant les équations de Saint Venant 2D (*Rubar20*) permet de représenter l'ensemble des structures d'écoulement observées expérimentalement. La localisation et la forme de ces structures sont globalement en conformité avec les mesures expérimentales. Néanmoins, la principale limite du code se trouve dans le calcul de la largeur des ressauts obliques qui se développent à la jonction, du fait de la méthode numérique utilisée pour représenter les transitions entre les différents régimes d'écoulement. Cette méthode a, en effet, tendance à assimiler la largeur des ressauts à la taille caractéristique de la maille de calcul correspondante.

De plus, le code 2D s'avère apte à prédire les valeurs de débit dans les branches aval de la jonction même si de légères erreurs systématiques sont apparues pour certains types d'écoulements. Ces erreurs de prédiction des débits aval sont reliées à des imprécisions de représentation de certaines structures d'écoulement.

Par ailleurs, l'étude de sensibilité des résultats au coefficient de frottement utilisé montre que les écoulements calculés à la jonction dépendent principalement des caractéristiques des écoulements aux sections d'entrée de la jonction (et donc du coefficient de frottement imposé dans les branches amont). Les écoulements ne semblent en effet que très peu influencés par les variations de coefficient de frottement appliqué aux mailles de la jonction. De plus, l'utilisation d'un maillage plus dense lors du calcul 2D de ces écoulements permet d'affiner les détails des champs de hauteur d'eau calculés, mais en contrepartie a tendance à réduire la largeur des ressauts prédite par le code. Enfin, l'étude de sensibilité des champs de hauteur d'eau calculés par le code de calcul 2D à différents paramètres numériques montre que la plupart de ces paramètres ne modifient que peu les résultats du calcul.

En outre, le code 2D s'est avéré particulièrement adapté à la simulation d'inondations urbaines sur un modèle physique représentant une zone faiblement urbanisée. Ce code s'est montré apte à modéliser à la fois les écoulements ayant lieu autour d'un bâtiment isolé à l'aval d'une rupture de barrage et les écoulements ayant lieu au sein d'une ville simplifiée placée au sein d'une inondation. Par ailleurs, le code de calcul 2D a de même permis de simuler un événement d'inondation en zone fortement urbanisée ayant eu lieu sur modèle physique avec des conditions expérimentales parfaitement contrôlées.

Lors de la simulation de l'inondation violente du 3 octobre 1988 à Nîmes avec notre code de calcul, il est apparu que les écoulements calculés dans les carrefours diffèrent de ceux observés expérimentalement pour les raisons suivantes :

Les nombres de Froude des écoulements amont atteignant les carrefours sont plus faibles que ceux des écoulements étudiés expérimentalement

La topographie des rues avoisinantes et des carrefours eux-même est plus complexe que celle de l'installation expérimentale utilisée.

Ainsi, les structures d'écoulement mises en évidence expérimentalement, ne sont pas identifiables explicitement sur les champs de hauteur d'eau calculés aux carrefours lors de la simulation d'événements réels.

Toujours concernant la simulation de 1988 à Nîmes, la comparaison des hauteurs d'eau maximales calculées par le code 2D avec les laisses de crue relevées sur le terrain présente des différences locales qui peuvent avoir différentes origines :

Des incertitudes concernant le calage local des paramètres numériques ou les caractéristiques du maillage.

Des incertitudes systématiques concernant les relevés des laisses de crue (hauteur et localisation), les incertitudes topographiques (largeur de rue, hauteur du trottoir, façades non régulières), les imprécisions concernant les apports d'eau dans la zone d'étude, l'apparition d'obstacles ou d'embâcles durant l'inondation modifiant les écoulements localement.

Des erreurs locales de calcul des écoulements dans les carrefours qui peuvent entraîner de fortes modifications locales des hauteurs d'eau notamment à proximité de certains coins des carrefours.

Au final, il apparaît que des informations précises concernant la topographie locale et les apports d'eau sont nécessaires afin de bien représenter un événement d'inondation urbaine... mais des incertitudes locales subsisteront toujours lors de la comparaison locale des hauteurs d'eau mesurées et calculées.

## **Perspectives**

Un des inconvénients majeurs des codes de calcul 2D pour la simulation d'une inondation urbaine réside dans le nombre de mailles à considérer pour représenter une agglomération entière et donc le temps de calcul qui devient prohibitif dès lors que l'on souhaite représenter

l'événement de crue dans son ensemble. Tout en conservant une approche basée sur le réseau de rue de la zone urbaine, les approches suivantes devraient permettre de réduire le temps de calcul (et restent à être mises en place) :

(1) le couplage d'un code de calcul 1D pour calculer les écoulements dans les rues et un code 2D aux carrefours. Cette approche a l'avantage de calculer plus rapidement les écoulements dans les rues sans recourir à des équations supplémentaires dans les jonctions.

(2) le couplage d'un code de calcul 1D ou 2D dans les rues et d'un modèle de jonction basé sur des équations supplémentaires permettant de calculer la répartition des débits.

Dans ce deuxième cas, l'application des modèles analytiques développés au Chapitre III de ce mémoire pour prédire la répartition des écoulements aux carrefours paraît intéressante à développer. Cependant ces modèles analytiques ne semblent aujourd'hui pas assez fiables pour être utilisés directement et présentent certaines limites décrites ci-dessous. Tout d'abord, le domaine de validité des modèles analytiques se limite aux types d'écoulement répertoriés dans la typologie du Chapitre III et ces modèles ne s'appliquent donc pas aux configurations intermédiaires entre les types d'écoulements. De plus, les résultats du chapitre V ont montré que les écoulements ayant lieu aux carrefours lorsque les écoulements dans les branches amont sont à faibles nombres de Froude sortent du cadre de la typologie mise en place expérimentalement et qui a permis le développement des modèles analytiques. Par ailleurs, les effets de la topographie complexe des jonctions réelles ne sont pas parfaitement maîtrisés dans ces modèles analytiques. Enfin, aucun modèle analytique permettant de calculer la répartition des écoulements aux carrefours ne semble disponible dans la littérature dans le cas où les écoulements dans les branches aval des jonctions sont en régime fluvial et limitent les capacités de sortie des écoulements dans le carrefour.

Un travail plus approfondi concernant les domaines d'application des modèles analytiques présentés au Chapitre III et leur validation à partir de mesures obtenues sur des modèles physiques de tailles différentes de celui utilisé dans ce mémoire doit donc avoir lieu avant de pouvoir mettre en place leur couplage avec un code de calcul (1D ou 2D) dans les rues. Cette validation doit concerner des configurations avec des canaux à faibles pentes (diminuant le nombre de Froude), des configurations avec une topographie du carrefour proche de celle d'un carrefour réel, des configurations de carrefours de forme plus complexe que la forme en croix testée dans la partie expérimentale de cette thèse (par exemple avec une place à la jonction des rues ou la présence d'un embâcle modifiant la section de passage dans une rue)...

Nous avons décrit les travaux à mener afin de simplifier l'aspect opérationnel de la simulation des inondations violentes dans les réseaux de rues. Il semble de même important de vérifier la validité du code de calcul afin de simuler les autres types d'inondation réelle. Une classification des différents types d'inondations urbaines est proposée en fonction des trois facteurs principaux suivants :

(1) L'intensité de l'événement qui a une forte influence sur les processus d'écoulement dominant l'inondation : pour un événement violent, les écoulements ont principalement lieu à la surface de la ville et pour un événement de faible intensité, les écoulements sont confinés au sein du réseau d'assainissement (avec de faibles débordements localisés).

(2) Le degré d'urbanisation du domaine d'étude qui conditionne la méthode de représentation du domaine : Pour une zone fortement urbanisée, le domaine est simplifié en un réseau de rues ; pour une zone faiblement urbanisée, le maillage se base sur le terrain naturel auquel sont ajoutées des zones imperméables représentant les bâtiments.

(3) L'origine de l'eau inondant la ville.

Concernant les inondations réelles en zones faiblement ou moyennement urbanisées, les bâtis de la zone urbaine ne sont plus jointifs sur les façades bordant les rues et la ville ne peut plus être considérée comme un réseau de rues. Il faudra vérifier si la prise en compte des jardins avec un coefficient de frottement adapté, des murets ou haies bordant la rue limitant les échanges entre les parcelles et la voirie influence les écoulements calculés dans la zone. Une amélioration des méthodes de simulation de tels événements pourrait par exemple être testée pour l'inondation de Oullins (cf Chapitre II) en ne considérant plus les îlots comme imperméables mais en se basant sur l'occupation réelle du sol au sein des parcelles.

Par ailleurs, nous avons montré au Chapitre II les limites des méthodes actuellement utilisées pour coupler un code de calcul modélisant les écoulements dans le réseau de rues en surface et un autre dans le réseau d'assainissement en souterrain lorsque les débits transitant en souterrain et en surface sont du même ordre de grandeur. Outre le couplage lui-même des 2 codes de calculs (1D ou 2D), les travaux à mener afin de représenter finement un événement pour lequel les écoulements ont lieu à la fois en surface et en souterrain concernent la détermination de lois d'échange de débits entre le réseau d'assainissement et les rues notamment lorsque les écoulements ont déjà lieu sur ces deux niveaux. Ces lois d'échange pourraient être obtenues suite à une étude expérimentale couplant une rue et un collecteur l'un au-dessus de l'autre, reliés par un regard. L'application d'un couplage de codes de calcul de



surface et de réseau souterrain pourrait alors avoir lieu pour le cas de l'inondation de Bordeaux de 1982 présenté au Chapitre II.

Enfin, lorsque l'inondation de la ville provient principalement de la pluie sur la zone urbaine, aucune méthode fiable ne semble permettre de distribuer l'eau qui tombe sur les parcelles, quelle que soit la densité urbaine considérée. Ces volumes d'eau de pluie doivent pourtant être répartis entre une infiltration dans la zone perméable de la parcelle, un volume qui rejoint le réseau d'assainissement à travers les gouttières des toitures et un ruissellement en surface de parcelle vers une des rues encadrant la parcelle. Dans le cas d'un tel ruissellement, la répartition des eaux de surface dans les différentes rues autour de la parcelle est délicate, et aucune méthode ne semble appropriée à ce jour. Des modèles de répartition des volumes de pluie sur ces différentes zones pourraient être mis en place suite à une étude sur un bâtiment test convenablement équipé.

## **Annexe Chapitre I : Résumé des études de simulation d'inondations urbaines disponibles dans la littérature**

Différents auteurs ont publié des études concernant la simulation de l'écoulement de l'eau en période de pluie moyenne ou d'inondation dans des zones urbaines. Nous présentons ci-dessous les études les plus pertinentes parmi celles que nous avons pu trouver dans la bibliographie.

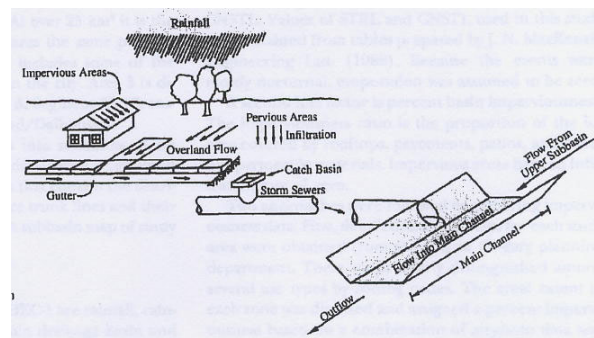
### **I. Etudes hydrologiques**

La prise en compte des zones urbaines dans le modèle hydrologique proposé par (Zech Y. et al., 1994) a lieu en rehaussant les altitudes des mailles correspondant au bâti dans le modèle numérique de terrain et en forçant artificiellement le cheminement de l'eau tombant sur les toits à rejoindre le collecteur le plus proche. Les collecteurs sont représentés conceptuellement par des tranchées au milieu des rues au sein desquels l'écoulement est calculé par une adaptation de la formule de Manning. L'eau tombant dans les rues peut donc rejoindre le réseau par écoulement de surface. Les détails des processus d'écoulement urbain ne sont donc pas pris en compte et le modèle est surtout adapté aux calculs hydrologiques dans des bassins partiellement urbanisés.

(Nkemdirim L.C. and Kendrick K.J., 1996), (Greene R.G. and Cruise J.F., 1995) et (Rodriguez, 1999) ont des approches de calcul d'hydrologie urbaine similaires (Figure AnnexeI 1). Ils considèrent la ville de manière conceptuelle en se basant sur la parcelle comme entité primaire. Une partie de chaque parcelle est imperméable (toits, rues, terrasses...) et une partie est perméable (jardins, chemins...). L'eau qui tombe sur les parties imperméables (ainsi que la partie de l'eau qui tombe sur les zones perméables sans s'infiltrer dans le sol) va avoir tendance à s'écouler en direction des caniveaux de la rue la plus proche. Ensuite, au sein du caniveau, l'écoulement va atteindre un avaloir et se jeter dans le réseau d'assainissement. Enfin, l'eau va rejoindre le collecteur principal pour finalement arriver à l'exutoire. Dans le cadre de ces études, le réseau n'est jamais considéré saturé (seules des conditions climatiques moyennes sont prises en compte), le ruissellement superficiel n'a lieu que de la parcelle à l'avaloir le plus proche et aucun ruissellement n'a lieu au milieu de la rue. L'élaboration de l'hydrogramme à l'exutoire se base alors sur le calcul du temps de parcours

de l'eau depuis chaque parcelle jusqu'à l'exutoire. Dans le détail, les travaux cités ici diffèrent quelque peu :

(Nkemdirim L.C. and Kendrick K.J., 1996) considèrent un lieu d'étude découpé en sous-bassins versants considérés homogènes - chacun de 5km<sup>2</sup> au maximum. Au sein de chaque sous-bassin, deux calculs sont effectués à l'aide d'un modèle de l'onde cinématique : le premier calculant l'hydrogramme résultant de l'eau de pluie tombant sur les surfaces imperméables et le deuxième considérant l'eau tombant sur les surfaces perméables du sous-bassin. Les longueurs moyennes de parcours de l'eau du sous-bassin vers l'exutoire, les pentes moyennes, les coefficients d'imperméabilisation et de frottement sont alors déterminés sur chaque sous-bassin. L'hydrogramme résultant de la zone étudiée est déterminé à partir des résultats des deux calculs de chaque sous-bassin. Un calage du modèle global permet d'ajuster les différents paramètres en comparant les hydrogrammes calculés par rapport à des hydrogrammes obtenus sur des sites jaugés.



*Figure Annexe 1 : Parcours de l'écoulement de la parcelle à l'exutoire, (Nkemdirim L.C. and Kendrick K.J., 1996).*

(Rodriguez, 1999) utilise une méthode s'appuyant sur une description plus fine des détails urbains pour prédire l'hydrogramme à l'exutoire. En effet, l'auteur détermine pour chaque parcelle la distance géométrique de parcours du centre de gravité de la parcelle au caniveau puis au sein des caniveaux jusqu'à l'avaloir aval le plus proche et enfin de l'avaloir jusqu'à l'exutoire. En utilisant l'équation de Manning avec une valeur du coefficient de Manning particulière pour chaque portion du parcours (jardin, caniveau, réseau), l'auteur calcule le temps de parcours de l'eau depuis chaque parcelle du domaine jusque l'exutoire. Cette méthode lui permet de déterminer l'hydrogramme à l'exutoire correspondant à chaque parcelle de la zone en fonction de la pluie tombant la parcelle considérée. Finalement, par ajout de chaque hydrogramme parcellaire, l'auteur obtient l'hydrogramme du bassin versant global.

## II. Etudes hydrauliques

Voici une sélection d'études hydrauliques mécanistes en milieu urbain. Dans la plupart des cas, les équations utilisées sont celles de Barré de Saint Venant. La notation *BSVID* correspond alors à un modèle résolvant les équations de Barré de St Venant 1D et *BSV2D* les équations de St Venant 2D.

(Braschi G. et al., 1989) conceptualisent la zone urbaine étudiée par des nœuds et des éléments liants. Les nœuds représentent les carrefours principaux du site étudié et fonctionnent comme des réservoirs dont la capacité dépend de la taille du carrefour et de la porosité urbaine environnante (présence de cours, jardins... à proximité du centre du carrefour). Les éléments liants représentent les grandes rues du domaine, assurent la connexion entre les nœuds et ils sont représentés par des canaux rectangulaires. Les équations gouvernant l'écoulement dans la rue sont des équations simplifiées spécifiquement mises en place.

(Kinoshita S. et al., 1996) présentent une méthode de modélisation de l'écoulement de l'eau en zone urbaine au sein de deux domaines liés : la surface et le réseau, chacun de ces deux domaines étant modélisé à partir d'un modèle différent. Le modèle de réseau est composé de 5 sous-modèles : un modèle hydrologique qui calcule les apports d'eau au réseau en fonction de la pluie sur la zone, un modèle d'écoulement en conduite supplémente d'un modèle de pompage, d'un modèle de calculs de l'écoulement dans les jonctions et d'un modèle de calcul du débordement de l'eau du réseau vers la surface. Ces débordements ont lieu dans les mailles de surface correspondantes aux lieux de connection et le retour de l'eau peut aussi avoir lieu depuis cette maille vers le réseau lorsque celui-ci n'est plus saturé. Le modèle de surface est représenté par un maillage en grille carré bidimensionnel où l'équation BSV2D est appliquée.

(Nania, 1999) calcule les écoulements dans les rues à l'aide d'un modèle BSV1D en prenant en compte explicitement le réseau d'assainissement pluvial dans le profil de rues (Figure AnnexeI 2). Au niveau des carrefours, la répartition des débits dans les différentes rues aval peut-être calculée à l'aide de lois empiriques obtenues suite à une campagne de mesures expérimentales : sous certaines conditions, les caractéristiques d'écoulement des rues entrant

dans le carrefour déterminent le débit dans les rues sortant. Pour les autres carrefours où ces lois ne sont pas valides, l'auteur applique les principes plus simples de conservation de la masse et de la conservation de l'énergie à la jonction. Enfin, le calcul des hauteurs d'eau et vitesses locales au cours de l'événement permet d'établir des cartes de risque pour une pluie donnée.

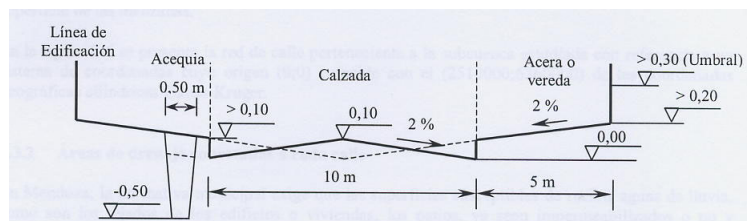


Figure Annexel 2 : Section de rue schématisée (Nania, 1999)

(Djordjevic S. et al., 1999) et (Djordjevic S. et al., 2004) proposent une méthode de couplage entre un modèle BSV1D qui calcule les écoulements au sein du réseau d'assainissement et un modèle d'écoulement simple mis en place pour simuler les écoulements de surface (Figure Annexel 3). Les interactions entre les deux niveaux d'écoulement ont lieu aux regards et avaloirs dit « lieux d'échange » à tout instant du calcul. Dans le maillage, la rue est assimilée à un canal prismatique dont l'écoulement est calculé à l'aide d'un modèle BSV1D. Un calcul hydrologique permet de définir les conditions limites amont en fonction de la pluie : une partie du volume d'eau de pluie rejoint les mailles de surface au niveau de la rue et la partie de pluie qui tombe sur les toits connectés au réseau est directement envoyée vers le réseau d'assainissement.

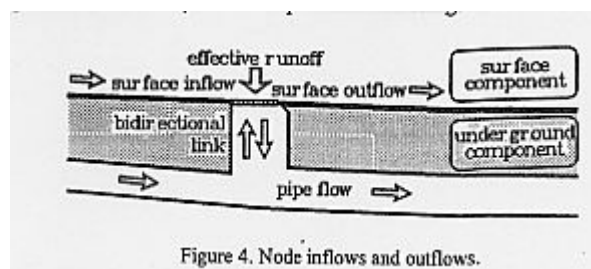


Figure Annexel 3 : Ecoulement de l'eau dans le modèle (Djordjevic S. et al., 1999)

(Heping H. et al., 1999) proposent un modèle couplé calculant les écoulements au sein du réseau d'assainissement et en surface. Le calcul de l'écoulement dans le module de surface est séparé entre un modèle BSV1D au sein des canaux et de la rivière et un modèle BSV2D sur le

reste de la surface. Par ailleurs, l'écoulement au sein du réseau d'assainissement est calculé par un modèle BSV1D. Le débit d'échange entre le modèle de surface et le modèle de réseau est calculé à partir d'une équation simplifiée fonction de la différence de charge entre l'écoulement de surface et l'écoulement dans le réseau. Aucune information supplémentaire concernant les maillages de surface n'est disponible.

(Lai et al., 2000) utilisent un module couplé de différents codes de calcul. Le modèle hydrologique permet de déterminer le débit d'entrée dans la rivière et sur le modèle de surface en fonction de la pluie sur le domaine d'étude. Le modèle de calcul des écoulements au sein du réseau prédit les débordements de réseau. Le modèle BSV2D simplifié est utilisé pour calculer les écoulements de surface en utilisant un coefficient de porosité en chaque maille fonction du taux d'occupation du sol pour simuler l'effet du bâti sur l'écoulement. Les trois sources d'inondation considérées sont la pluie tombant sur la zone et les débordements de rivière et de réseau éventuels. Enfin, trois modèles permettent de déterminer à tout instant le niveau d'eau à l'exutoire du réseau et de la rivière dans la baie à l'aval de la zone urbaine.

(Hervouet et al., 2000) ont pour objectif de représenter une zone urbaine située au sein d'un domaine plus global non urbain. La méthode utilisée ne se base pas sur la représentation individuelle de chaque bâtiment, rue ou îlot mais utilise le concept d'*homogénéisation*. Ce concept consiste à représenter des détails discrets de géométrie réelle par des propriétés continues. La propriété continue appliquée ici est la porosité, introduite au sein des équations qui représente le facteur limitant de surface disponible pour l'écoulement du fait de la présence d'obstacles de taille importante : les bâtiments. Ainsi, comme pour (Chen H.H. et al., 2004), un coefficient de porosité est introduit en chaque maille pour représenter la densité urbaine locale. De plus, une force de traînée dans le sens opposée à l'écoulement est ajoutée dans la zone urbaine pour prendre en compte l'effet de ralentissement de l'écoulement par les bâtiments.

(Inoue K. et al., 2000) proposent une méthode de simulation d'inondations adaptée aux zones urbaines appelée *Méthode de réseau de rues*, utilisant une représentation du domaine semi-conceptuelle. Ce modèle considère que la zone urbaine est simplement composée d'éléments liants (les rues principales : avenues, boulevards ...), de nœuds (carrefours reliant ces rues principales entre elles) et des blocs de résidence (reste de l'espace urbain). Les éléments liants sont des canaux à section rectangulaire uniforme constitués de plusieurs mailles

longitudinales, les écoulements  $y$  sont calculés à partir d'un modèle BSV1D. Chaque nœud ainsi que chaque bloc de résidence est représenté par une seule maille. Le débit passant d'un élément liant à un bloc de résidence ou d'un élément liant à un nœud est calculé à partir des équations de BSV1D simplifiées. En ce qui concerne le passage d'un élément liant à un bloc de résidence, un coefficient d'intrusion est introduit ; celui-ci dépend de l'espace libre entre les bâtiments sur la façade bordant l'élément liant (i.e. la rue).

(Inoue K. et al., 2000) proposent de même une méthode numérique de simulation d'inondations appelée *Modèle à coordonnées curvilignes généralisées* adaptée aux zones urbaines. Le maillage de ce modèle n'est pas régulier mais se base sur l'axe des rues, ce qui permet de séparer les mailles correspondant aux rues et celles correspondant aux "zones de résidence". Les équations à résoudre sont les équations BSV2D en coordonnées cartésiennes en un système basé sur les coordonnées curvilignes dont une des directions correspond à l'axe de la rue. Par ailleurs, les écoulements au sein des îlots sont pris en compte dans le modèle. Le débit passant d'une maille de rue à un bloc de résidence est calculé avec le même modèle en appliquant un coefficient d'intrusion dépendant du taux d'occupation dans le bloc. Les coefficients de frottement utilisés pour les écoulements au sein des rues et au sein des blocs de résidence sont alors différents.

(Iwata M. et al., 2001) appliquent le logiciel commercial *Mouse* sur 3 plans différents (Figure AnnexeI 4) : un modèle simule les écoulements en surface, le deuxième les écoulements dans le réseau et le troisième les écoulements en sous-sol (parkings, centres commerciaux enterrés...). En ce qui concerne le modèle de surface, les auteurs considèrent qu'un modèle 1D est plus adapté qu'un modèle 2D car, selon eux, la forme des intersections complexes de rues, la localisation et longueur de chaque rue ne peuvent pas être correctement définies par un modèle 2D. Aucune information n'est mentionnée dans l'article considéré à propos de la modélisation des écoulements dans les espaces souterrains ni à propos des échanges entre les trois modèles (débordement de réseau, intrusion dans les zones souterraines...).

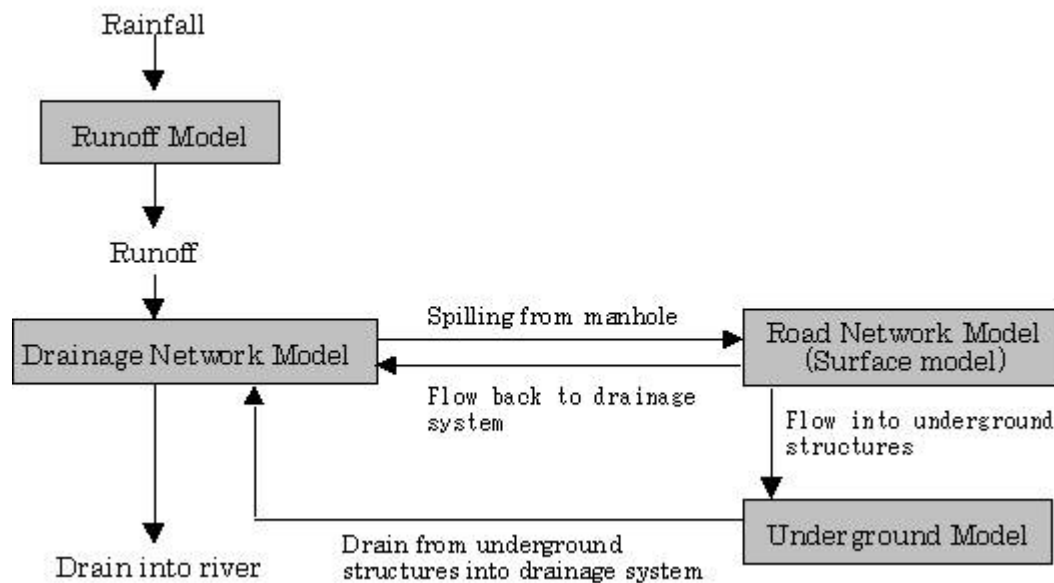


Figure Annexe 4 : La structure du modèle proposé par (Iwata M. et al., 2001)

(Tanguy J.M. et al., 2001) et (Haider S. et al., 2003) ont pour objectif de simuler une inondation de période de retour de 100 ans ayant lieu dans un quartier de la ville de Nîmes. L'inondation provient du ruissellement sur les zones rurales situées à l'amont du quartier et entre dans le domaine urbanisé étudié au sein de deux rues. En considérant que le réseau d'assainissement est saturé au moment de l'inondation, les auteurs représentent exclusivement le réseau des rues en considérant le bâti comme étant hors du domaine. Deux hydrogrammes sont alors imposés au sein des rues d'entrée à l'amont du domaine, l'événement est modélisé et les hauteurs maximales calculées sont comparées à des laisses de crue relevées sur le terrain suite à un événement de période de retour d'environ 150 ans. (Tanguy J.M. et al., 2001) choisissent d'utiliser un modèle BSV1D en assurant la conservation des débits ainsi que la conservation de la charge aux carrefours. (Haider S. et al., 2003) pour leur part utilisent un modèle BSV2D qui simule directement les écoulements dans les rues et les carrefours. Une comparaison des résultats de ces deux modèles est proposée dans (Paquier A. et al., 2003). Les auteurs exposent les limites du code monodimensionnel pour calculer la répartition des débits aux jonctions ; en effet, contrairement au modèle 2D, le modèle 1D ne prend en compte ni la topographie locale, ni l'orientation des rues entrant et sortant de la jonction. De plus, les écoulements complexes ayant lieu au sein des jonctions ne sont pas représentés par le code 1D, ce qui rend particulièrement délicat les comparaisons des hauteurs d'eau maximales avec les laisses de crue aux carrefours. Enfin, le code 2D a l'avantage de pouvoir représenter des zones ouvertes sans direction d'écoulement principal tels les parcs, les places, aires de



stationnement... Par contre, le principal inconvénient du code bidimensionnel est le temps de calcul parfois prohibitif. Ainsi, une proposition apportée par (Paquier A. et al., 2003) serait de développer un modèle 1D-2D *dans lequel les rues seraient maillées en 1D et les carrefours ou points singuliers en 2D.*

(Mascarenhas F.C.B. and Miguez M.G., 2002) découpent le domaine d'étude en zones homogènes (mailles), qu'ils classent en fonction du "processus d'écoulement" principal qui a lieu. Les 5 types de mailles sont les suivants : 1) Type pente (apportant l'eau des collines vers la ville). 2) Type plaine. 3) Type rivière ou canal. 4) Type berge. 5) Type réseau d'assainissement (Figure AnnexeI 5) :

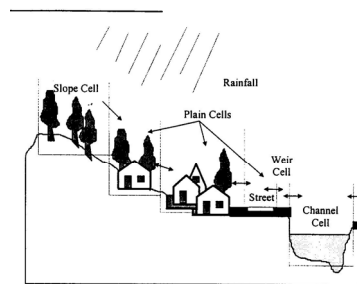


Figure 3. View of a river margin in a basin modeled by cells.

*Figure AnnexeI 5 : Les différentes cellules de la colline à la rivière (Mascarenhas F.C.B. and Miguez M.G., 2002)*

En ville, une maille de type plaine correspond à une zone urbaine homogène centrée sur un carrefour ou une place principale et comprenant quelques îlots. Le fonctionnement de cette cellule est simulé tel un réservoir relié aux mailles avoisinantes. L'écoulement entre deux mailles voisines est décrit par une loi précise appelée lien : les 4 liens considérés sont décrits ci-dessous:

- a. Un lien "rivière" s'applique entre les mailles de type plaine, de type rivière ou de type réseau. Étant donné que l'écoulement est dans ce cas en surface libre, un modèle BSV1D est appliqué, les directions d'écoulement étant préalablement déterminées.
- b. Un lien "galerie" s'applique au lieu de déversement du réseau dans la rivière ou vers l'extérieur. Une perte de charge locale représentant le rétrécissement ou l'élargissement brusque est ajoutée à l'équation BSV1D.
- c. Un lien "avaloir" s'applique au passage d'une maille de plaine vers une maille du réseau en utilisant des équations particulières.

d. Un lien "berge" s'applique entre une maille de type rivière ou plaine et une maille de berge. Des équations de surverse sont utilisées pour simuler cet écoulement perpendiculaire à l'axe de la rivière.

En Figure Annexel 6 est représenté un exemple de représentation d'une zone d'étude selon ce fonctionnement conceptuel. Chaque rectangle représente une zone homogène dont l'inscription centrale dépend du Type de maille. Chaque ligne horizontale représente un groupe de même avalité, l'écoulement a alors lieu du bas de l'image vers le haut.

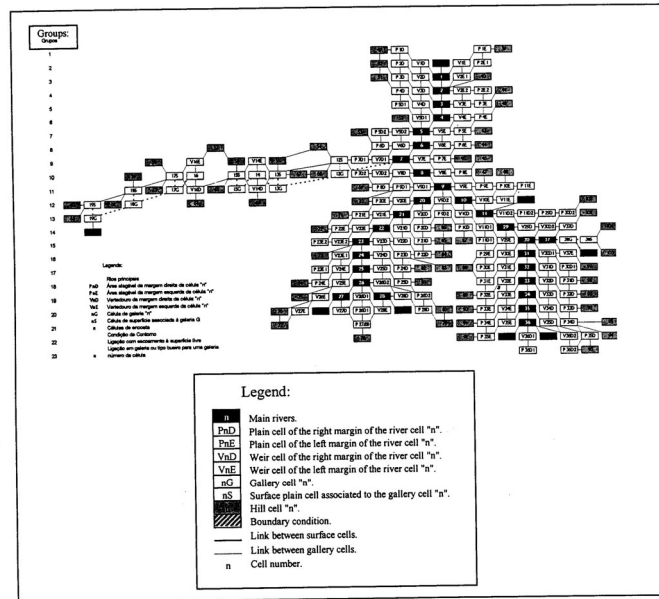


Figure Annexel 6 : Représentation d'un domaine d'étude selon la classification de (Mascarenhas F.C.B. and Miguez M.G., 2002)

(Gourbesville P. and Savioli J., 2002) cherchent à déterminer les conditions d'écoulement qui ont lieu au sein d'une zone urbaine où un nouveau bâtiment pourrait être construit. Pour cela, les auteurs choisissent de représenter les écoulements sur une grille bidimensionnelle en considérant que le bâti fait partie de la géométrie du terrain. L'altitude des nœuds du maillage situés au niveau des bâtiments est relevée. Le maillage ainsi obtenu est régulier, avec des mailles de 1 mètre de côté. De plus, les auteurs représentent le réseau d'assainissement par une tranchée au centre des rues correspondantes. Deux hydrogrammes d'entrée sont imposés en conditions limites amont au sein du réseau ; ce réseau a alors tendance à déborder dans la zone urbaine pour s'écouler entre les bâtiments. La simulation de l'événement utilisant un modèle BSV2D permet de déterminer les hauteurs et vitesses locales en tout point du domaine.

(Boonya-aroonnet S. et al., 2002) modélisent une inondation urbaine suite au débordement d'un réseau d'assainissement à l'aide de trois méthodes. La première méthode consiste à remplir un réservoir fictif dès lors que la hauteur d'eau de l'écoulement calculé au sein du réseau dépasse le niveau de la rue. Ensuite, lorsque le niveau dans le regard redescend, l'eau peut réintégrer le réseau en vidant une partie du réservoir. La deuxième méthode consiste à considérer en surface le réseau de rue dans lequel l'écoulement débordant se répand. Cependant, le volume débordé reste à proximité du lieu d'échange considéré. La troisième méthode permet de déterminer la surface inondée en utilisant le MNT de la surface. Le volume débordant remplit cette surface et les limites de la zone inondée peuvent alors être calculées.

(Calenda G. et al., 2003) ont pour objectif de simuler le pic d'une crue historique dans la ville de Rome (Italie). Pour cela, les auteurs appliquent un modèle BSV2D sur un domaine comprenant la rivière traversant la ville et la surface urbaine aux alentours de la rivière. La condition limite amont imposée dans la rivière est un hydrogramme stationnaire de débit égal au débit évalué du pic de la crue correspondante. Dans la zone peu urbanisée, le maillage couvre l'ensemble du terrain et les bâtiments isolés ne sont pas représentés. Par contre, dans la zone très urbanisée, seule la surface des rues est maillée, les îlots étant considérés comme hors du domaine d'étude. Le maillage est composé d'une maille par section de rue (la longueur de ces mailles est de l'ordre de grandeur de leur largeur), d'une dizaine de mailles sur les places urbaines et d'une vingtaine de mailles par section de rivière.

(Nie L. et al., 2004) utilisent un modèle composé de différents modules du logiciel commercial Mouse. Le module hydrologique a pour objectif de calculer le ruissellement sur la surface en fonction de la pluie tombant localement, du coefficient d'imperméabilisation, de l'évapotranspiration... Ce ruissellement rejoint alors l'entrée du réseau la plus proche. Le module d'écoulement en réseau est classique, il utilise un modèle BSV1D pour calculer à tout instant l'état de l'écoulement dans le réseau d'assainissement. Enfin, le module d'inondation de surface fictif est composé d'un réservoir au niveau de chaque avaloir ou regard. Lorsque le niveau d'eau calculé à un nœud du réseau dépasse le niveau de la rue, le volume débordant du réseau est stocké dans le réservoir correspondant. Ainsi, lorsque le niveau d'eau redevient inférieur au niveau de la rue, le réservoir se vide et le volume débordé rejoint de nouveau le réseau.

Une version légèrement plus performante permet pour un volume de débordement donné de renseigner sur la zone inondée en surface. Ceci est effectué à partir des informations d'occupation du sol en surface.

Une troisième version a enfin été mise en œuvre afin de permettre de relier les réservoirs fictifs de surface entre eux. La méthode utilisée pour cela est l'introduction de lois de seuil pour transférer le volume stocké au sein d'un réservoir vers les réservoirs aval.

(Ishigaki T. et al., 2004) utilisent un modèle BSV2D pour simuler l'inondation d'une partie du centre ville de Kyoto (Japon), préalablement modélisée expérimentalement sur un modèle physique (Ishigaki T. et al., 2003). Quatre modèles physiques sont mis en place suivant que les pertes de volume de la surface vers le réseau et les espaces souterrains à travers les regards, escaliers, rampes d'accès... sont représentés ou non et suivant que l'introduction d'eau dans les îlots est négligée ou non. Le maillage de la zone est alors entrepris en utilisant une maille par section de rue, la longueur de ces mailles étant à peu près égale à leur largeur. Par ailleurs, la formule qui calcule le débit introduit dans les espaces souterrains dépend uniquement de la hauteur d'eau dans la maille de surface. Enfin, pour ce qui est de l'intrusion de l'eau dans les bâtiments un coefficient de porosité de 0.1 est appliqué aux équations de BSV2D. Une comparaison des résultats numériques et expérimentaux montre alors les capacités des modèles 2D à représenter les processus d'écoulement de l'eau dans les rues et les intrusions d'eau dans les espaces souterrains et dans les îlots de bâtiments. Il apparaît que les débits introduits dans les zones souterraines sont surestimés.

La méthode présentée par (Schmitt T. G. et al., 2004) utilise les résultats d'un calcul hydrologique sur le bassin versant amont comme conditions d'entrée d'un modèle BSV1D qui simule les écoulements au sein du réseau d'assainissement. Les écoulements à la surface de la zone urbaine sont modélisés à partir d'un modèle BSV2D. Le maillage de surface prend en compte les profils de rue : les trottoirs, le fond des deux caniveaux et le centre de chaque rue. Le passage de l'eau du réseau vers la surface et inversement a lieu aux points d'échanges (soit les avaloirs et les regards). A chaque pas de temps, l'écoulement dans le réseau est calculé en incluant les rejets provenant des habitations. Le niveau d'eau aux points d'échange est alors déterminé et s'il s'avère être supérieur à la cote de la rue en surface, le réseau fournit un certain volume d'eau au modèle de surface. Ce modèle calcule alors le cheminement de l'eau à travers les rues de la ville (Figure AnnexeI 7). Lorsque le niveau d'eau dans le réseau est inférieur au niveau de la surface et que la maille de surface correspondante est en eau, un

écoulement d'introduction d'eau depuis la surface vers le réseau a lieu. Les applications de ce modèle sont à ce jour limitées à un réseau de trois portions de rues en surface.

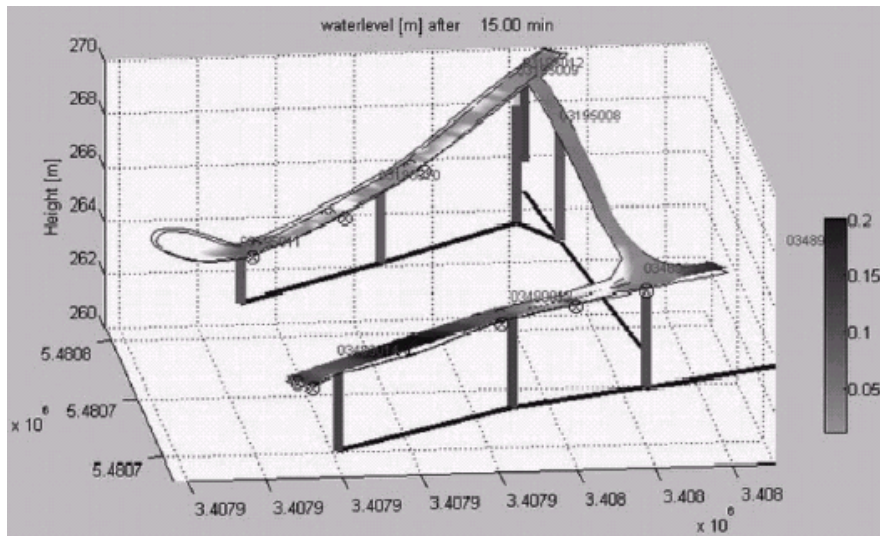


Figure AnnexeI 7 : Carte des hauteurs d'eau calculées suite à un débordement de réseau suivant (Schmitt T. G. et al., 2004).

(Aronica G.T. and Lanza L.G., 2004) simulent les écoulements en ville à l'aide d'un modèle BSV2D simplifié. Le maillage basé sur la forme des rues est composé de triangles qui ont pour avantage, selon les auteurs, de mieux décrire la forme des rues. Le maillage ne représente alors que les rues et considère les îlots et bâtiments isolés comme étant hors du domaine d'étude. De plus, les avaloirs sont inclus au sein du modèle de surface et les intrusions d'eau de la surface vers le réseau pris en compte. Cependant les écoulements dans le réseau d'assainissement ne sont pas modélisés. Ainsi, les débits sortants du modèle de surface à travers les avaloirs ne peuvent être renvoyés en surface par débordement. L'objectif de l'étude est alors de déterminer les conséquences en terme d'inondation de surface du non-fonctionnement de certains avaloirs.

(Chen H.H. et al., 2004) couplent un modèle BSV1D destiné à calculer les écoulements dans une rivière traversant une ville, un modèle BSV2D simplifié destiné à calculer les écoulements sur la surface urbaine et le modèle commercial SWMM pour calculer les écoulements au sein du réseau d'assainissement. Les échanges de volume entre ces trois modèles sont les suivants :

Le débordement de la rivière dans la ville et le retour de l'eau de la surface urbaine vers la rivière sont considérés constants sur un laps de temps d'une heure et ces débits

d'échange sont donc recalculés toutes les heures. En effet, l'évolution du niveau d'eau dans la rivière est supposée suffisamment lente pour ne pas évoluer fortement sur une échelle de temps d'une heure.

Les débits échangés entre le réseau et la surface sont recalculés à chaque pas de temps, soit toutes les 0.5 secondes.

La surface de la ville est représentée à l'aide d'un maillage régulier de taille 40 m x 40 m. La présence des bâtiments au sein de chaque maille est prise en compte par l'insertion d'un coefficient de porosité correspondant au rapport de surface bâti divisée par la surface de la maille. Enfin, les conditions limites imposées à l'amont de la rivière, de la surface urbaine et du réseau d'assainissement sont calculées par un *module hydrologique* en fonction des apports d'eau sur la zone amont.

(Ettrich N. et al., 2004) mettent en place un modèle comprenant trois modules : Un module de calcul des écoulements à la surface de la ville basé sur les équations de BSV2D, un module de calcul des écoulements dans le réseau et un module hydrologique calculant l'écoulement sur les parcelles. Les connexions entre ces modules sont effectuées à travers les regards & bouches d'égout (connexion Surface / Réseau), les gouttières (connexion module Hydrologique / Réseau) et le ruissellement à la frontière entre les surfaces des modules d'Hydrologie et de Surface. La mise à jour de ces échanges a lieu environ toutes les secondes.

(Mark O. et al., 2004) simulent des inondations dans les rues dues au débordement du réseau d'assainissement. L'auteur rappelle que le débordement de réseau peut avoir deux origines : d'une part l'insuffisance de capacité du réseau lui-même qui déborde en mettant en pression l'eau dans un avaloir dont la charge devient supérieure au niveau de la rue et d'autre part, l'insuffisance de capacité de collecte des bouches d'égout pour récupérer l'ensemble de l'écoulement présent en surface suite à une forte pluie.

Un modèle hydrologique est utilisé afin de déterminer les apports d'eau sur le domaine provenant de la pluie. Ce modèle est lié à la fois au modèle de surface et au modèle de réseau. De plus les apports d'eau déversés directement dans les rues ont alors tendance à être introduits dans le réseau par l'avaloir le plus proche. L'écoulement au sein du réseau est calculé à partir d'un modèle BSV1D, ses apports d'eau proviennent directement du modèle hydrologique. Pour ce qui concerne le modèle de surface, les auteurs représentent le domaine d'étude à partir d'un MNT où sont ajoutées les rues principales (« creusées » sous le niveau des trottoirs) mais les bâtiments sont considérés comme des espaces totalement perméables

donc ne sont pas représentés. En effet, l'introduction de l'inondation dans les bâtiments ne peut être négligée sous peine de fortement surestimer le volume dans les rues. L'écoulement au sein de la rue n'est pas calculé, seule la zone autour des lieux de débordement est inondée. La surface inondée est alors déterminée à partir d'un traitement du MNT et de courbes reliant la hauteur d'eau à la surface inondée.

## Annexe III : Etude bibliographique

### Description et modélisation analytique des écoulements dans les carrefours

#### Introduction

L'objet de cette annexe est de rassembler les connaissances disponibles dans la littérature concernant les écoulements dans les jonctions de canaux à surface libre qui peuvent être considérés proches des écoulements qui se développent dans les carrefours de rue lors de crues urbaines. Les informations collectées portent à la fois sur les caractéristiques des structures d'écoulement et sur les modèles analytiques mis en œuvre afin de prédire les débits et hauteurs d'eau dans les différentes branches de la jonction. La plupart des études portent sur les jonctions mettant en jeu trois canaux, soit en confluence soit en diffluence. Ces configurations sont très répandues naturellement ou artificiellement pour ce qui concerne les rivières, les systèmes d'irrigation, de collecte d'eaux usées ainsi que les réseaux sanguins par exemple. A l'inverse, très peu d'études traitent des configurations de jonction à quatre branches ou plus.

#### 1) Jonctions en Y

Les jonctions en T ou Y de canaux sont très présentes dans la nature par exemple au sein des réseaux sanguins ou hydrographiques, auxquels s'ajoutent les jonctions de canaux artificiels apparues depuis fort longtemps dans des domaines tels l'irrigation, méthode employée en agriculture depuis des millénaires. Deux types de jonction sont à distinguer de par les formes d'écoulement très différentes qui y ont lieu (Figure AnnexeIII. 1): les confluences correspondant à deux canaux amont se réunissant dans un même canal aval (très présents en réseau hydrographique ou tout autre système de collecte d'une zone étendue vers un point de rassemblement) et les séparations (ou diffluences) d'un canal amont vers deux canaux aval (par exemple en irrigation, réseau sanguin) pour les systèmes de distribution.

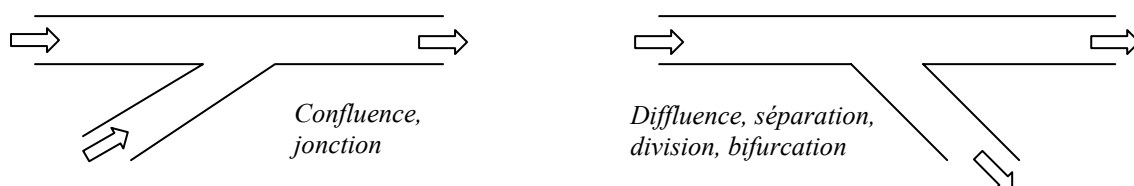


Figure AnnexeIII. 1 : Schéma simple d'une confluence et d'une séparation



## 2) Les régimes dans les carrefours

De nombreuses configurations d'écoulement sont possibles dans une jonction à 3 branches en fonction des régimes d'écoulement présents dans les différents canaux. (Garcia-Navarro M.P. and Saviron J.M., 1992) répertorient 6 configurations susceptibles d'apparaître dans des confluences :

	Canal amont principal	Canal amont latéral	Canal aval
1	Fluvial	Fluvial	Fluvial
2	Fluvial	Fluvial	Torrentiel
3	Fluvial	Torrentiel	Fluvial
3bis	Torrentiel	Fluvial	Fluvial
4	Fluvial	Torrentiel	Torrentiel
4bis	Torrentiel	Fluvial	Torrentiel
5	Torrentiel	Torrentiel	Fluvial
6	Torrentiel	Torrentiel	Torrentiel

*Tableau AnnexeIII. 1 : Configurations des régimes d'écoulement possibles dans les jonctions à trois branches*

Bien qu'il n'y ait à notre connaissance pas l'équivalent de cette liste dans la bibliographie concernant les bifurcations, il existe sans doute, de même, 6 configurations équivalentes sont susceptibles d'apparaître dans le cas d'une séparation.

La configuration la plus fréquemment rencontrée dans la littérature est la numéro 1 dans le Tableau AnnexeIII. 1, viennent ensuite les écoulements totalement torrentiels et enfin les configurations transitionnelles (correspondant au passage de régime fluvial amont à torrentiel aval dans au moins une des branches).

### a. Les jonctions en régime fluvial

Ces configurations très présentes dans la nature sont bien développées dans la littérature. Elles correspondent à des conditions de faibles pentes (réseau d'irrigation, rivières, réseau sanguin...).

### b. Les jonctions en régime torrentiel

Ces configurations apparaissent, selon (Hager, 1995), dans des structures hydrauliques d'irrigation ou de réseau d'assainissement lorsque les pentes sont globalement supérieures à 1%.

c. Les jonctions en régime transitionnel

Le cas particulier du régime transitionnel de fluvial à torrentiel peut apparaître dans les deux types de jonction. Dans le cas d'une **séparation**, en considérant l'écoulement amont en régime fluvial, bien que l'écoulement perde de l'énergie lors du passage par la jonction et que le débit dans chaque branche aval soit par définition inférieur au débit amont, l'écoulement peut passer en régime torrentiel notamment en entrée dans la branche latérale. En effet, une zone de recirculation se développe dans le canal latéral au niveau de la paroi amont donnant naissance à une contraction de l'écoulement qui tend à augmenter la vitesse de l'écoulement du fait de la réduction de section de passage. Cela peut alors entraîner une augmentation du nombre de Froude jusque 1 et l'écoulement peut donc passer en régime critique à cette section. Il en va de même pour les **confluences** dans la zone de contraction du canal principal aval où le débit est la somme des deux débits amonts et le passage en régime critique est donc d'autant plus probable.

Lorsque l'écoulement est critique à la section de contraction maximale, l'écoulement juste à l'aval de cette section est torrentiel et la section efficace d'écoulement va augmenter (du fait de la réduction de la contraction). Suivant l'énergie disponible dans l'écoulement, il peut alors rester en régime torrentiel jusqu'à l'extrémité aval du canal ou repasser en régime fluvial par l'intermédiaire d'un ressaut hydraulique.

### 3) Les conditions géométriques

Pour des simplicités d'étude les conditions géométriques des canaux sont très simplifiées dans la quasi totalité des études. Cependant en nature, les configurations sont bien plus complexes étant donnée la présence de chanfreins, d'arrondis, de changements de pente locaux, d'irrégularités du fond... Sans compter ces « imperfections », on peut répertorier les conditions géométriques prédominantes des canaux :

- Les pentes du fond
- Les largeurs
- Les angles de jonction

Dans cette synthèse bibliographique, nous n'étudierons que des jonctions à géométrie simplifiée où les différentes branches ont leurs fonds à la même altitude aux sections d'entrée et où les angles entre les canaux sont vifs.

#### 4) Les approches pour l'étude des écoulements aux jonctions

Comme le rappelle (Buyer, 2002), l'étude de dispositifs hydrauliques peut avoir lieu suivant deux axes :

- soit par une approche unidimensionnelle adaptée à chaque configuration d'écoulement, empirique et/ou analytique. Cette méthode est généralement accompagnée d'une phase expérimentale permettant de valider les relations théoriques.
- soit par une approche prenant en compte le caractère 2D de l'écoulement dans la jonction en utilisant les équations de Barré de St Venant 2D résolues numériquement pour décrire le comportement du système.

(Engineers, 1991) complète que si une analyse théorique est possible pour différents types de jonctions de canaux à surface libre, le comportement des jonctions étendues et à formes complexes doit être vérifié par des modèles expérimentaux.

## II. Ecoulements en jonction en régime fluvial

### 1) Première configuration : la Confluence

La confluence de canaux est un processus commun au sein des réseaux de collecte permettant de rassembler en un point (l'exutoire) un liquide initialement présent dans une zone étendue.

#### *a. Description des caractéristiques des écoulements en confluence de canaux en régime fluvial*

Certains auteurs ont montré que l'écoulement qui se développe à la confluence de canaux en régime fluvial est fortement tridimensionnel. Une bonne description de ces différents écoulements est donnée par (Weber et al., 2001) grâce à une instrumentation précise du modèle expérimental (Figure AnnexeIII. 2).

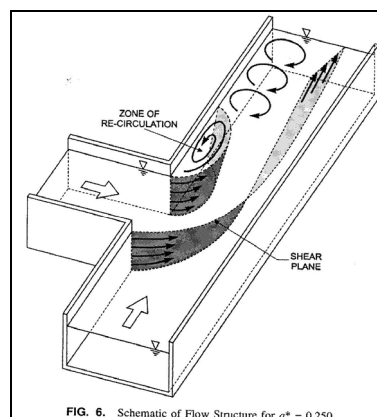


FIG. 6. Schematic of Flow Structure for  $q^* = 0.250$

Figure AnnexeIII. 2 : Description des écoulements tridimensionnels à une confluence selon Weber et al., 2001.

De manière générale, la Figure AnnexeIII. 3 montre que l'écoulement présente une zone de recirculation (à l'aval de la jonction), une zone de contraction (située en face de la zone de recirculation) et un point de stagnation (situé sur la paroi à proximité du coin amont de la section d'entrée du canal latéral dans la jonction). De plus, l'écoulement latéral rejoint l'écoulement principal suivant une direction d'écoulement  $\gamma$  différente de l'angle de la confluence  $\theta$ .

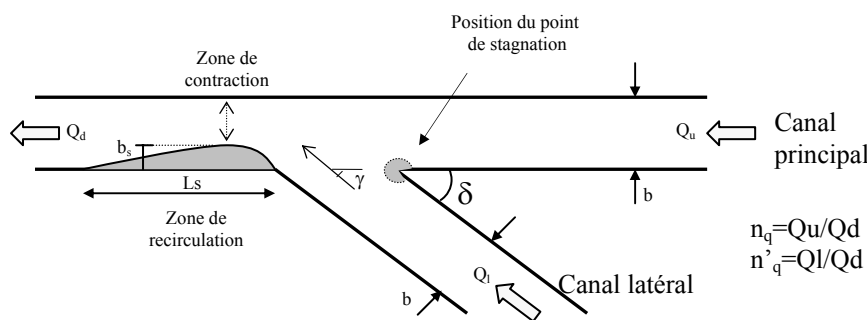


Figure AnnexeIII. 3 : Schéma général et notations utilisées pour décrire la confluence à 3 branches

### Zone de recirculation

La zone de recirculation correspond à une zone de débit net nul dans le sens d'écoulement du canal principal. Elle se développe au sein du canal principal juste à l'aval de la jonction accolée à la paroi située du côté de l'entrée du canal latéral. Si la part du débit entrant par le canal principal amont diminue par rapport au débit total, les largeur et longueur de la zone de recirculation augmentent. En effet, plus le débit latéral augmente, plus la quantité de mouvement provenant du canal latéral est grande et plus cet écoulement peut s'introduire dans la branche principale avant d'être dévié vers l'aval. Il y a cependant une limite pour le grossissement de cette zone de recirculation.

(Best and Reid, 1984) explicitent la taille caractéristique de la zone de recirculation. Pour des angles de jonction de  $15^\circ$ ,  $45^\circ$ ,  $70^\circ$  et  $90^\circ$ , ces auteurs proposent des courbes expérimentales donnant la largeur et la longueur de la zone de séparation adimensionnalisées par la largeur du canal, en fonction du rapport entre les 2 débits d'entrée. Ils concluent ainsi que l'augmentation de taille de cette zone est d'autant plus forte que l'angle de la confluence est important. Par contre, la forme de la zone de séparation (rapport Largeur/Longueur) reste à

peu près constante quelque soit l'angle de la jonction et le rapport des débits injectés. (Hsu et al., 1998a) établissent en effet que pour une jonction à angle droit, le rapport de largeur sur longueur vaut  $b_s/L_s=0.17$  alors que selon (Best and Reid, 1984)  $b_s/L_s = 0.19$ .

Par ailleurs, (Gurram S. K. et al., 1997) établissent une analyse multidimensionnelle et proposent des formules précises donnant

la largeur de la zone de recirculation :

$$\frac{b_s}{b} = \frac{1}{2} \left( Fr_d - \frac{2}{3} \right)^2 + 0.45 n_q^{1/2} \left( \frac{\delta}{90^\circ} \right),$$

sa longueur :

$$\frac{L_s}{b} = 3.8 \sin^2 \delta \left( 1 - \frac{1}{2} Fr_d \right) n_q^{1/2} \text{ si } Fr_d < 1$$

et enfin, sa hauteur d'eau minimale :

$$\frac{h_s}{h_d} = 1 - 0.6 n_q^{1/2} Fr_d^{5/2},$$

avec  $b$ ,  $\delta$ ,  $b_s$ ,  $L_s$  indiqués sur la Figure AnnexeIII. 3,  $n_q = Q_l/Q_d$ ,  $Fr_d$  le nombre de Froude aval,  $h_s$  la hauteur d'eau minimale dans la zone de recirculation et  $h_d$  la hauteur d'eau de l'écoulement aval. Il semble que cette hauteur d'eau minimale de la zone de recirculation ne varie presque pas avec l'angle de jonction (Hager, 1999).

Par ailleurs, selon (Weber et al., 2001), la zone de recirculation est plus étendue près de la surface qu'en profondeur. En effet, l'angle d'entrée de l'écoulement latéral  $\gamma$  étant plus grand à la surface qu'au fond du canal, près du fond la quantité de mouvement correspondant à l'écoulement provenant de la branche latérale est plus faible ce qui tend à rétrécir la zone de recirculation.

### **Zone de contraction**

La zone de contraction correspond à une réduction de section de l'écoulement longitudinal induit par la présence de la zone de recirculation ; il s'agit du lieu où les vitesses sont les plus grandes sur l'ensemble de la branche aval. Par ailleurs, les vitesses y sont plus importantes au fond du canal qu'en surface même si cette tendance s'inverse plus à l'aval et que la configuration traditionnelle d'une plus grande vitesse en surface tend à réapparaître. Enfin, étant donné que la zone de recirculation est plus étroite au fond, la largeur de la zone de contraction y est automatiquement plus importante. (Hager, 1999) donne une expression du coefficient de contraction maximal  $\mu$  moyen sur la verticale obtenue à partir de l'équation de conservation de quantité de mouvement.

$$\mu^{-1} = \left\{ 1 + \left[ (1-n_q)(2-n_q) \left( 1 - \frac{2}{3} \cos \delta - \frac{1}{3} \cos^2 \delta \right) + \frac{1}{9} \cos^2 \delta \right]^{1/2} \right\} \left\{ 1 + \frac{1}{3} \cos \delta \right\}^{-1} \text{ avec } \mu = \frac{b-b_s}{b}$$

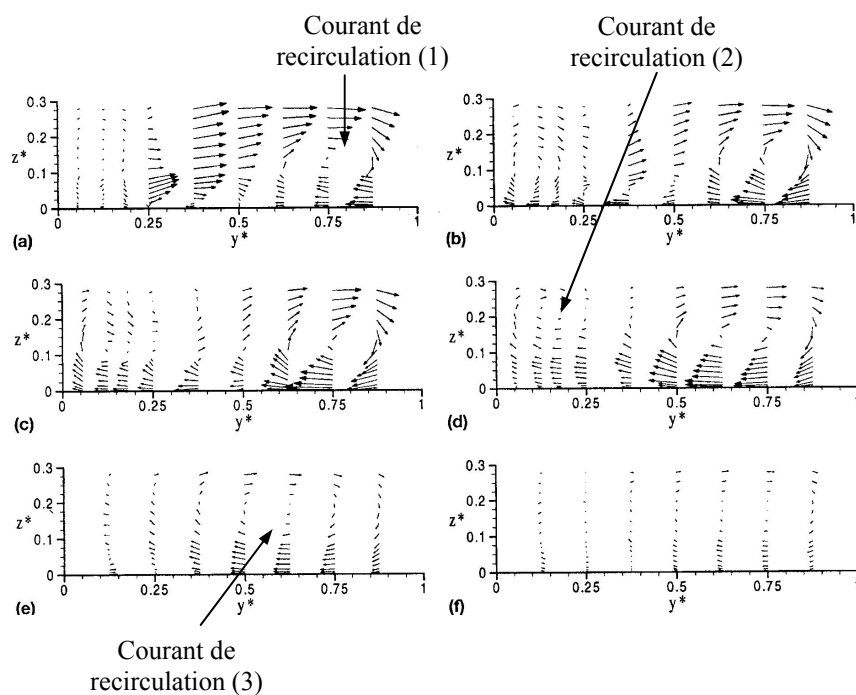
### **Angle d'entrée de l'écoulement latéral dans le canal principal**

A l'entrée de la jonction, l'écoulement provenant du canal latéral débouche dans le canal principal en formant un angle  $\gamma$  avec ce dernier et qui est différent de l'angle de la jonction  $\delta$  (Figure AnnexeIII. 3). (Hager, 1987) estime cet angle à  $\gamma=8\delta/9$ , cependant, (Best and Reid, 1984) montrent que l'angle  $\gamma$  n'est pas constant sur toute la section, il est plus important près du bord amont de la section d'entrée latérale où il est proche de l'angle  $\delta$  et diminue à mesure qu'on s'approche du bord aval de la jonction. (Gurram S. K. et al., 1997) considèrent que l'angle  $\gamma$  varie en  $X^3$  avec  $X$  l'axe de section d'entrée du canal latéral dans la jonction alors que (Hsu et al., 1998b) proposent des courbes expérimentales plus précises pour différents angles et rapports de débits d'entrée. La différence entre ces deux angles entraîne un ajout de quantité de mouvement suivant l'axe du canal principal en provenance de la branche latérale.

### **Écoulements secondaires**

(Weber et al., 2001) expliquent que l'écoulement latéral entrant dans le canal principal présente des vitesses transversales plus fortes en surface qu'au fond. Ainsi, au niveau de la paroi opposée à l'entrée du canal latéral une zone de recirculation verticale notée (1) sur la Figure AnnexeIII. 4 apparaît à l'aval de la jonction.

Par ailleurs, au niveau de la zone de recirculation horizontale présentée précédemment, étant donné que l'écoulement du fond du canal va se rattacher le premier à la paroi à l'aval de cette zone, une partie de l'écoulement du fond tend à remonter verticalement vers la zone de recirculation en surface ce qui réduit puis annule cette recirculation. Ce processus entraîne l'apparition d'un deuxième courant de recirculation (2) vertical (Figure AnnexeIII. 4) dans le même sens que le premier et ces deux courants tendent à se réunir à l'aval de la zone de recirculation. Ainsi, à quelques largeurs à l'aval de la jonction, l'ensemble de la section du canal va présenter un courant de recirculation global (3). L'intensité de cet écoulement secondaire diminue cependant en continuant vers l'aval.



Cette figure illustre clairement les deux courants de recirculation exposés ci-dessus. Il s'agit du champ de vecteur sur la section du canal principal à l'aval de la jonction à : 0.33 (a), 0.67 (b), 1 (c), 2 (d), 4 (e), et 6 (f) largeurs à l'aval de la jonction

Figure AnnexeIII. 4 : Description des écoulements secondaires apparaissant aux confluences selon (Weber et al., 2001) avec  $y^*$  l'axe transversal du canal principal et  $z^*$  l'axe vertical.

La Figure AnnexeIII. 4 fait de plus apparaître que les vecteurs vitesse sur la section ne sont toujours pas tout à fait parallèles même à une distance de 6 largeurs à l'aval de la jonction.

### Hauteurs d'eau

(Weber et al., 2001) ont vérifié que le maximum de différence de hauteur d'eau dans les 2 branches amont aux abords de la jonction est de 1.4 % et qu'il est donc plausible de les considérer identiques.

#### b. Modèles théoriques de relation entre la répartition de débit et les rapports de hauteurs amont/aval

Comme le décrivent (Sridharan and Lakshmana\_Rao, 1966), lorsque deux courants se rencontrent pour n'en former plus qu'un et lorsque tous les écoulements sont en régime fluvial, la hauteur d'eau dans la branche aval est fixée par la condition aval et par le débit total, tous deux considérés connus. La difficulté reste alors de prédire la hauteur d'eau dans les deux branches amont.

(Taylor, 1944) a été le premier à étudier la jonction de deux écoulements à surface libre en s'intéressant au rapport de hauteur entre les branches amont et aval du canal principal. L'auteur rend compte du grand nombre de types de jonctions qu'il est possible de rencontrer

en fonction des angles, des largeurs de canaux et des débits d'entrée. Il prétend qu'il est alors inutile de chercher à généraliser les résultats. Son travail se restreint donc à l'étude d'une jonction de canaux horizontaux de même largeur, en considérant que l'écoulement est uniforme et monodimensionnel juste à l'amont et à l'aval de la jonction, que la pression peut être considérée comme hydrostatique, que les frottements sur les parois peuvent être négligés et que les hauteurs d'eau sont égales dans les deux canaux amont à proximité de la jonction. Il met donc en place la première relation entre le rapport de débit et le rapport de hauteur entre les branches amont et aval du canal principal. Des mesures expérimentales sont obtenues pour deux angles de jonction sur un canal très étroit (de 10 cm de largeur) où les effets d'échelle semblent importants. Une bonne concordance avec les équations est trouvée pour  $\delta = 45^\circ$  mais pas pour  $\delta = 135^\circ$ . Nous décrivons ci-dessous la mise en place de l'équation de (Taylor, 1944) :

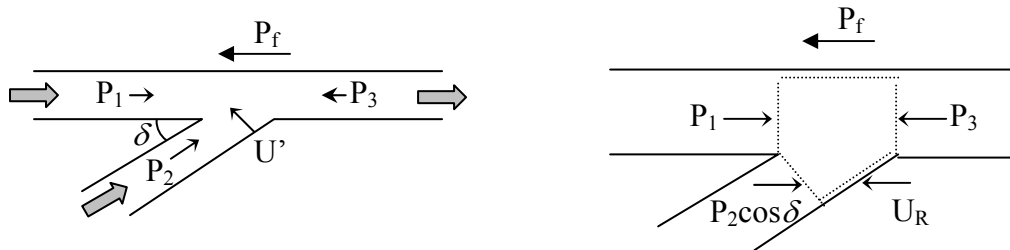


Figure Annexe III. 5 : Présentation des notations et du volume de contrôle utilisé pour la mise en place des modèles analytiques en confluence

\*  $n_y = y_u / y_d = y_l / y_d$ . Où  $y_u$  et  $y_l$  sont les hauteurs d'eau juste à l'amont de la jonction dans le canal principal et le canal latéral respectivement et  $y_d$  est la hauteur d'eau juste à aval de la jonction.

\*  $n_q = Q_u / Q_d$ . Où  $Q_u$  est le débit amont et  $Q_d$  le débit aval dans le canal principal.

\*  $Fr_d$  est le nombre de Froude de l'écoulement aval

\*  $\delta$  est l'angle de la jonction

\*  $V$  est la vitesse de l'écoulement avec  $Q = Vhb$

La deuxième loi de Newton stipule que la variation temporelle de quantité de mouvement dans le volume de contrôle est égale à la somme des forces agissant sur ce volume de contrôle.

La liste des forces agissant dans la direction du canal principal est la suivante :

\* Les pressions  $P_1$ ,  $P_3$  et  $P_2 \cos \delta$

\* La force de résistance à l'écoulement par frottement sur la surface mouillée  $P_f$ .



\* La force  $W \sin \alpha$  avec  $W$ =Poids et  $\alpha$  la pente est la composante longitudinale de la réaction du support au poids de l'eau dans les canaux... Attention si le fond est horizontal,  $\sin \alpha = 0$ .

\*  $U_R$  la force de réaction non connue exercée par la paroi de la branche latérale.

Alors la somme des forces extérieures agissant sur le volume de contrôle dans la direction longitudinale est :

$$\Sigma F = P_1 + P_2 \cos \delta + W \sin \alpha - P_f - P_3 - U_R \quad (1)$$

et la variation de quantité de mouvement par unité de temps dans le volume de contrôle vaut :

$$\Sigma F = (\gamma'/g)Q_d V_d - (\gamma'/g)Q_u V_u - (\gamma'/g)Q_l V_l \cos \delta \quad (2)$$

Soit avec (1)=(2) :

$$P_1 + P_2 \cos \delta + W \sin \alpha - P_f - P_3 - U_R = \frac{\gamma'}{g}Q_d V_d - \frac{\gamma'}{g}Q_u V_u - \frac{\gamma'}{g}Q_l V_l \cos \delta \quad (3)$$

La jonction étant horizontale,  $\sin \alpha = 0$ . En outre, (Taylor, 1944) considère que  $U_R$  est égal et opposé au terme de pression de la branche latérale :  $P_2 \cos \delta = U_R$  et que les frottements sont négligeables, soit  $P_f = 0$ , ce qui revient à

$$P_1 - P_3 = \frac{\gamma'}{g}Q_d V_d - \frac{\gamma'}{g}Q_u V_u - \frac{\gamma'}{g}Q_l V_l \cos \delta \quad (4)$$

en admettant  $P = \frac{\gamma' b y^2}{2}$ , on obtient :

$$\frac{\gamma' b y_u^2}{2} - \frac{\gamma' b y_d^2}{2} - \frac{\gamma'}{g}(Q_d V_d - Q_u V_u - Q_l V_l \cos \delta) = 0 \quad (5)$$

En multipliant l'égalité par  $b$ , on a

$$\frac{Q_d^2}{g y_d} + \frac{b^2 y_d^2}{2} = \frac{Q_u^2}{g y_u} + \frac{Q_l^2}{g y_l} \cos \delta + \frac{b^2 y_u^2}{2} \quad (6)$$

De plus, avec  $Q_d = Q_u + Q_l$  et  $y_u = y_b$ , on trouve :

$$\frac{Q_d^2}{g y_d} + \frac{b^2 y_d^2}{2} = \frac{Q_l^2}{g y_u} + \frac{(Q_d - Q_u)^2}{g y_u} \cos \delta + \frac{b^2 y_u^2}{2} \quad (7)$$

En multipliant par  $y_u / (y_d^3 \cdot Q_d^2)$ , on a :

$$\frac{n_y}{g y_d^3} + \frac{b^2 y_l}{2 y_d^3 Q_d^2} = \frac{Q_l^2}{g y_u^3 Q_d^2} + \frac{(Q_d - Q_l)^2}{g Q_d^2 y_u^3} \cos \delta + \frac{b^2 y_l^3}{2 Q_d^2 y_d^3} \quad (8)$$

soit

$$\frac{n_y}{g y_d^3} + \frac{b^2 n_y}{2 Q_d^2} = \frac{n_q^2}{g y_d^3} + \frac{(1 - n_q)^2}{g y_d^3} \cos \delta + \frac{b^2 n_y^3}{2 Q_d^2} \quad (9)$$

Ou en multipliant par  $2 Q_d^2 / b^2$ , on arrive à

$$n_y^3 - n_y \left( 1 + 2 \frac{Q_d^2}{g b^2 y_3^3} \right) + \frac{2 Q_d^2 n_q^2}{g y_d^3 b^2} + \frac{2 Q_d^2 (1 - n_q)^2}{b^2 g y_d^3} \cos \delta = 0 \quad (10)$$

Sachant que  $Fr^2 = Q^2 / (g b^2 y^3)$ , on obtient

$$\boxed{n_y^3 - (1 + 2F_d^2)n_y + 2F_d^2[n_q^2 + (1 - n_q)^2 \cos \delta] = 0} \quad (11)$$

Remarque : l'hypothèse  $P_2 \cos \delta = U_R$  de (Taylor E.H., 1944) a ensuite été critiquée par certains auteurs.

(Webber and Greated, 1966) étendent le travail de (Taylor E.H., 1944) en travaillant sur un petit modèle physique avec trois nouveaux angles : 30°, 60° et 90°. Une nouvelle équation est introduite à partir de la loi de conservation de quantité de mouvement. Les auteurs considèrent qu'un facteur de correction ( $Kc$ ) devrait rendre compte de la différence entre les forces hydrostatiques à l'entrée et la sortie des branches. Le facteur  $Kc$  de correction empirique est introduit de la façon suivante :  $P_2 \cos \delta - U_R = Kc \left( \frac{y_a^2 b \gamma}{2} - \frac{y_d^2 b \gamma}{2} \right)$ . On obtient alors une équation

légèrement modifiée :

$$\boxed{n_y^3 (1 + Kc) - (1 + Kc + 2F_d^2)n_y + 2F_d^2[n_q^2 + (1 - n_q)^2 \cos \delta] = 0} \quad (12)$$

(Gurram S. K. et al., 1997) prennent en compte la différence entre l'angle de jonction  $\theta$  et l'angle d'entrée de l'écoulement latéral  $\gamma$  dans le canal principal. Ces auteurs proposent de noter la quantité de mouvement selon l'axe du canal principal introduite par l'écoulement latéral comme  $\tau \rho g Q_l V_l \cos \delta$ . Les auteurs proposent l'expression  $\tau = \frac{Q_d \cos \gamma}{Q_l \cos \delta}$ . Ils écrivent :

$$\boxed{n_y^3 - (1 + 2F_d^2)n_y + 2F_d^2[n_q^2 + (1 - n_q)^2 \cos \gamma] = 0} \text{ avec } \gamma = 0.85 \delta \quad (13)$$

La correspondance de l'équation résultante (13) par rapport aux données expérimentales de (Webber and Greated, 1966) et (Taylor E.H., 1944) est satisfaisante et présentée dans (Gurram S. K. et al., 1997).

(Hsu et al., 1998b) montrent que le rapport de hauteur d'eau amont/aval dépend non seulement du rapport de débit, de  $\delta$ , du coefficient de contraction et des conditions à l'aval, mais aussi de deux coefficients de correction de l'énergie et de quantité de mouvement ( $\beta^*$  = coefficient de correction de quantité de mouvement et  $\alpha^*$  de l'énergie pour la section aval)

dont ils proposent des valeurs pour différents angles et rapports de débits d'entrée. De plus, les auteurs mesurent la différence entre les angles  $\delta$  et  $\gamma$  mais ne prennent pas en compte cette différence dans leur étude analytique. L'équation obtenue en utilisant les coefficients de correction permet d'affiner la relation de (Taylor E.H., 1944) et d'améliorer les résultats par rapport aux mesures expérimentales.

$$\boxed{n_y^3 - \left(1 + 2 \frac{\beta^*}{\alpha^*} F_d^2\right) n_y + 2 \frac{\beta^*}{\alpha^*} F_d^2 [n_q^2 + (1 - n_q)^2 \cos \delta] = 0} \quad (14)$$

Enfin, (Gurram S. K. and Karki K. S., 2000) utilisent la formulation de (Hsu et al., 1998b) précédente et introduisent  $\eta$ , coefficient de prise en compte des différences de pression s'appliquant sur les parois de la branche latérale et trouvent :

$$\boxed{n_y^3 (1 + \cos \delta - \eta) - \left(1 + 2 \frac{\beta^*}{\alpha^*} F_d^2\right) n_y + 2 \frac{\beta^*}{\alpha^*} F_d^2 [n_q^2 + (1 - n_q)^2 \cos \delta] = 0} \quad (15)$$

Des formulations empiriques de  $\eta$  en fonction du rapport des débits amont et latéral sont données pour différents angles. Cette relation s'avère plus satisfaisante que celle de (Hsu et al., 1998b).

Par ailleurs, (Gurram S. K. and Karki K. S., 2000) critiquent l'égalité estimée par (Hsu et al., 1998b) des coefficients de correction des quantités de mouvement dans les différentes branches. Ils proposent une expression où les coefficients sont différenciés en fonction des différentes branches (en retirant le coefficient  $\eta$ ) où les indices  $d$  et  $t$  valent pour la branche aval et la section d'entrée de la branche latérale respectivement:

$$\boxed{n_y^3 - \left(1 + 2 \frac{\beta_d^*}{\alpha_d^*} F_d^2\right) n_y + 2 \frac{\beta_d^*}{\alpha_d^*} F_d^2 \left\{ n_q^2 + \frac{(1 - n_q)^2}{\cos \delta} \left[ 1 - \left( \frac{\beta_t^*}{\alpha_t^*} \right) \sin^2 \delta \right] \right\} = 0} \quad (16)$$

Cependant les auteurs admettent que la différenciation de ces coefficients par branche n'améliore pas la prédiction de la hauteur d'eau amont.

A partir des différents travaux présentés ci-dessus, on note une évolution chronologique de l'équation qui va en se complexifiant en intégrant des coefficients de correction de plus en plus précis pour mieux représenter les phénomènes secondaires ayant lieu au carrefour.

Récemment, (Shabayek, 2002) a utilisé le principe de conservation de la quantité de mouvement et de la masse dans deux volumes de contrôle séparés par la ligne de séparation des écoulements. Le modèle ainsi obtenu prend en compte le frottement sur la frontière de

séparation des écoulements. Cette solution semble la plus appropriée parmi l'ensemble des travaux présentés ci-dessus mais l'expression est beaucoup plus compliquée et nécessite une résolution par une procédure type Newton-Raphson.

**Pour ce qui est des écoulements transitionnels** (passant du régime fluvial amont à un régime torrentiel dans une branche aval), (Ramamurthy et al., 1988) étudient une jonction à angle droit en considérant que la différence de pression sur les deux parois du canal latéral amont à proximité de la section d'entrée de la jonction induit un transfert de quantité de mouvement dans la direction du canal principal du canal latéral vers le canal principal. Les auteurs mesurent alors les pressions sur les parois du canal latéral pour estimer l'apport de QDM latéral et ils en déduisent une loi expérimentale d'évolution de la valeur de cette différence de pression  $d_p$  en fonction du rapport des débits amont considérés. Ils obtiennent, pour  $\delta=90^\circ$  :  $\frac{\rho Q_l V_l}{d_p} = \frac{Q_l}{Q_u}$  donc  $d_p = \rho Q_l V_u$ . Cette différence de pression est introduite dans l'équation de conservation de quantité de mouvement mise en place par (Taylor, 1944) suivant l'axe du canal principal soit (en considérant de même des coefficients de correction  $\alpha^*_{d}$  et  $\beta^*_{d}$ ):

$$\frac{\gamma' b y_u^2}{2} - \frac{\gamma' b y_d^2}{2} - \frac{\gamma'}{g} (\beta^*_{d} Q_d V_d - Q_u V_u - Q_l V_l) = 0 \quad (17)$$

La solution obtenue diffère donc de l'équation de (Taylor E.H., 1944):

$$\boxed{n_y^3 - (1 + 2 \frac{\beta^*_{d} F_d^2}{\alpha^*_{d}}) n_y + 2 \frac{F_d^2}{\alpha^*_{d}} n_q = 0} \quad (18)$$

Les auteurs expliquent que dans leur configuration expérimentale si  $Q_l/Q_u > 0.3$ , un ressaut est toujours observé à l'aval de la zone de recirculation et donc l'écoulement passe forcément par le régime critique à la section de contraction maximale. Pour un écoulement critique en sortie de jonction (rapport de débit supérieur à 0.3 et inférieur à 1.5), les auteurs modifient leur relation en considérant  $F_d=1$  et  $y_d=y_c$  avec  $y_c$  la hauteur critique. Ainsi, les auteurs proposent des relations empiriques de  $\beta^*_{d}$  et  $\alpha^*_{d}$  et obtiennent la relation suivante vérifiée expérimentalement

$$\boxed{\left(\frac{y_u}{y_c}\right)^3 + [0.48(1-n_q) - 3] \frac{y_u}{y_c} + \frac{n_q}{0.63 + 0.25(1-n_q)} = 0} \quad (19)$$

Toujours dans le cas d'un écoulement transitionnel de fluvial à torrentiel, (Hager, 1989b) applique le principe de conservation de l'énergie entre les deux branches amont et la branche aval contractée où est imposée une condition critique. L'auteur obtient une relation reliant le coefficient de contraction  $\mu$ , le rapport de hauteur amont/aval, le rapport de débit amont/aval pour la branche principale et bien sûr l'angle de jonction de la confluence. L'auteur note qu'il n'est possible d'obtenir un écoulement aval torrentiel que si le débit latéral est supérieur à 15% du débit total mis en jeu. Il applique ensuite la loi de conservation de quantité de mouvement en utilisant un coefficient de correction de pression pour prendre en compte la force de pression dans le sens de l'écoulement du canal principal sur la paroi aval de la branche latérale. Enfin, en considérant un écoulement critique dans la branche de sortie, l'auteur obtient l'équation suivante :

$$n_y^3(1-\cos\delta)+3n_y(\cos\delta-\mu)+2\mu^2n_q^2+2\cos\delta[\mu^2(1-n_q)^2-(1-2n_q+2n_q^2)]=0 \quad (20)$$

Dans ce cas, la prédiction du rapport de hauteur amont/aval est satisfaisante par rapport aux résultats expérimentaux à part pour des angles de jonction élevés tels 90°.

*c. Dispositifs expérimentaux*

Les caractéristiques des installations expérimentales utilisées varient grandement en fonction des études (Tableau Annexe III. 2). (Taylor E.H., 1944) et (Webber N.B. and Greated C.A., 1966) ont souvent été critiqués pour la faible largeur de canaux utilisés.

	<b>Largeur des canaux (mm)</b>	<b>Débit total (m<sup>3</sup>/s)</b>	<b>Rapport de débit Latéral/total</b>	<b>Angles de jonction</b>	<b>Nombres Froude aval</b>	<b>Hauteur d'eau aval (mm)</b>
Taylor 1944	101.6		0.4, 0.6, 0.8	45° et 135°	0.2 – 0.75	
Webber et Greated 1966	127		0.2, 0.4, 0.5, 0.6, 0.8, 1	30°, 60°, 90°	0.2 – 0.6	
Gurram 1997 et 2000.	500	0.037 – 0.125	0.25, 0.5, 0.75	30°, 60°, 90°	0.25, 0.5, 0.75, 1	60-100
Hsu et al 98	155	0.058 – 0.071	0.092 – 0.918	30°, 45°, 60°	0.59 – 0.62	80-91
Ramamurthy et al 1988	248	0.0028 – 0.0084	0.15-0.65	90°	0.23 – 0.6	
Hager 1989	96	0.002 – 0.013	0 – 1	22.5°, 45°, 90°	1	

Best & Reid 1984	150		0.15 – 0.8	15°, 45°, 70°, 90°	0.1 – 0.3	
Weber et al. 2001	914	0.17	0.25 – 0.92	45° - 90°		

Tableau AnnexeIII. 2 : Présentation des dispositifs expérimentaux utilisés par les différents auteurs étudiant les écoulements en confluence.

## 2) Deuxième configuration : la bifurcation (ou séparation, division)

### a. Description des écoulements en division

Les notations de la Figure AnnexeIII. 6 seront utilisées dans ce paragraphe avec

\*  $y_u$  la hauteur d'eau à l'amont de la bifurcation,  $y_l$  à l'aval du canal latéral et  $y_d$  la hauteur d'eau dans la branche aval principale.

\*  $Q_u$  le débit amont et  $Q_d$  le débit aval et  $Q_l$  le débit latéral.

\*  $F_u$ ,  $F_l$  et  $F_d$  les nombres de Froude respectivement des écoulements amont, latéral et aval,

\*  $\delta$  est l'angle de la jonction

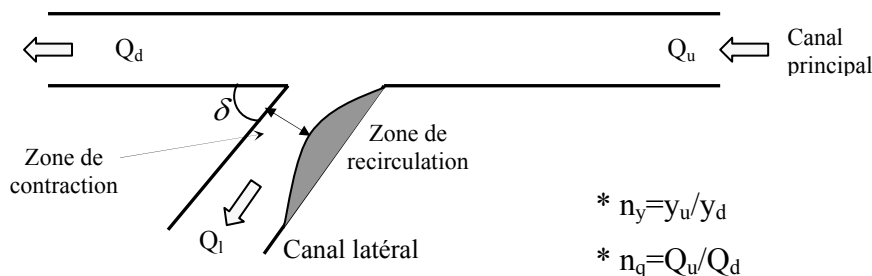


Figure AnnexeIII. 6 : Schéma général et notations utilisées pour décrire la séparation à 3 branches

Comme l'exposent (Neary V.S. et al., 1999), la division d'écoulement est présente dans un grand nombre d'environnements artificiels et naturels dont les ramifications des artères du système cardiovasculaire, les bifurcations de rivières naturelles, les réseaux d'irrigation... Les processus d'écoulement qui s'y développent sont complexes, avec la présence de formes d'écoulements secondaires tridimensionnelles incluant des zones de recirculation et des tourbillons longitudinaux. Ceux-ci entraînent des modifications du transport sédimentaire en rivière ou des bouchures d'artères chez les êtres vivants.

Lorsque l'écoulement approche de la division, il est accéléré latéralement dû à l'appel de pression créé par la branche latérale. L'écoulement principal est alors divisé, une partie entrant dans cette branche et l'autre restant dans la branche principale. Entre ces deux écoulements, le plan de séparation a une forme courbe caractéristique induite par le fait que la vitesse est supérieure en surface par rapport au fond. Cela crée un mouvement secondaire de rotation dans la branche latérale (Figure AnnexeIII. 7). L'interaction de cet écoulement secondaire avec la zone de recirculation (zone A) fait apparaître un écoulement tridimensionnel complexe. De plus, la forme de la courbe de séparation peut entraîner un écoulement de sens de rotation inverse dans le canal principal à l'aval de la division. Enfin, lorsque les débits engagés sont importants par rapport à la taille caractéristique des canaux, une deuxième zone de séparation (zone B) peut apparaître ; cependant, cela est très rare dans le cas de canaux artificiels (mais fréquent dans les canaux artériels).

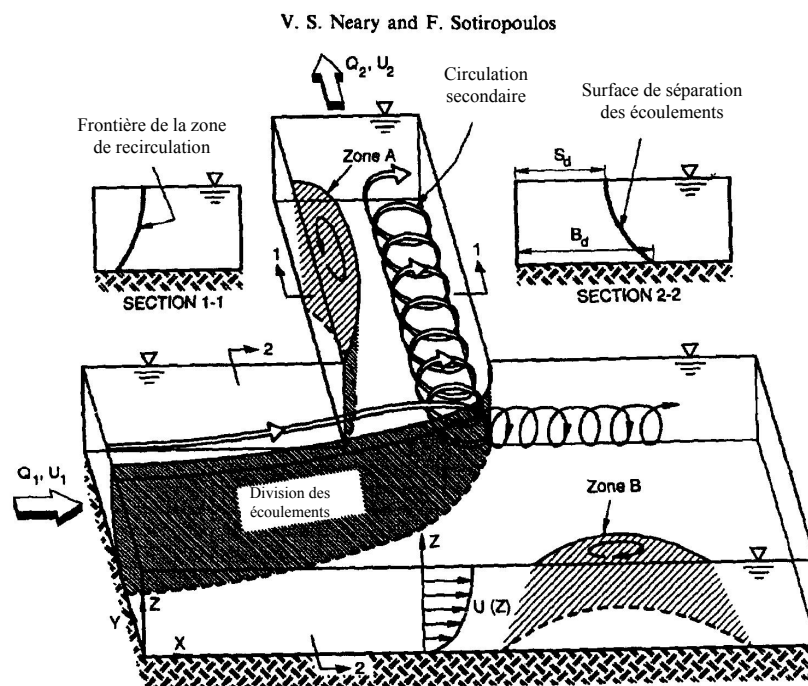


Figure AnnexeIII. 7 : Description des écoulements tridimensionnels à une bifurcation selon (Neary V.S. et al., 1999).

### Précisions

(Taylor, 1944) a établi que pour des rapports de débit entre le canal latéral et le canal principal amont faibles et des nombres de Froude assez faibles, la variation de hauteur d'eau est faible à proximité de la séparation (inférieure à 2 %). (Law and Reynolds, 1966) ajoutent que la zone

de recirculation (Zone A) peut se propager jusqu'au bout du canal latéral (soit sur près de 180 cm pour leur configuration expérimentale) et qu'elle peut occuper plus de la moitié de la largeur du canal alors que dans la prolongation du canal principal, la zone de recirculation (Zone B) est beaucoup plus courte et étroite. De plus, les auteurs ont montré que plus le nombre de Froude de l'écoulement amont  $F_u$  augmente et plus la largeur de la zone de recirculation augmente. Enfin, (Hsu et al., 2002) observent une augmentation linéaire du coefficient de contraction avec le rapport de débit entre la branche latérale et le débit total.

Lorsque l'écoulement dans la section de contraction maximale (de la branche latérale) est critique, la répartition des débits au sein du carrefour n'est pas affectée par les modifications d'écoulement à l'aval dans la branche latérale. Cela permet, comme le rappellent (Shettar and Murthy, 1996), d'éliminer les paramètres liés à la branche latérale des relations analytiques. Par contre, si l'écoulement est fluvial à la section de contraction maximale, tout changement de conditions d'écoulement à l'aval de cette zone de contraction est déterminant pour la répartition de débit.

#### *b. Relations analytiques en bifurcation*

Comme le rappellent (Sridharan and Lakshmana\_Rao, 1966), la principale inconnue en cas de bifurcation est la détermination de la distribution des débits dans les branches aval en fonction des caractéristiques de l'écoulement à l'amont de la séparation (dans le canal principal). Cette répartition est influencée par différents facteurs tels l'angle de séparation, les largeurs relatives de canaux, les pentes et les régimes dans les différentes branches.

Tout comme pour le cas des confluences, (Taylor E.H., 1944) est le premier à étudier précisément les bifurcations d'écoulement en cherchant à calculer la répartition de débit entre les deux canaux. Cependant, l'auteur note que les équations de conservation de quantité de mouvement présentent une inconnue de plus qu'en cas de confluence et il ne peut pas faire l'hypothèse d'égalité des hauteurs juste à l'aval de la division. L'auteur a donc conclu que la division d'écoulements ne peut être résolue analytiquement par l'équation de conservation de la quantité de mouvement. Son étude expérimentale basée sur une division à angle droit présente une grande série de mesures pour différentes configurations et les résultats sont fournis sous forme d'**abaques** destinés à calculer les débits aval.

De même, (Grace and Priest, 1958; Nougaro J. and Boyer P., 1974; Nougaro J. et al., 1975) présentent des abaques donnant la répartition de débit en fonction des largeurs relatives des deux canaux, des angles de jonction et du rapport des hauteurs amont/aval.



Puis, selon (Hager, 1999), (Krishnappa and Seetharamiah, 1963) ont montré que pour  $F_d < F_u < 0.75$  et  $F_l > 1$ :  $\frac{Q_d}{Q_u} = (1.55 - 1.45F_u) * (\frac{b_l}{b_u}) + 0.16(1 - 2F_u)$ . avec  $b_l$  et  $b_u$  les largeurs du canal latéral et du canal amont.

(Lakshmana\_Rao and Sridharan, 1967) présentent ensuite une relation semi-empirique valable pour  $F_u < 0.7$  basée sur une analyse dimensionnelle et une étude expérimentale. Ces auteurs développent ainsi une méthode donnant la distribution de débit à partir du nombre de Froude aval. L'analyse dimensionnelle prend en compte les paramètres géométriques des canaux, les caractéristiques de l'écoulement et les propriétés du fluide.

(Law and Reynolds, 1966) appliquent le principe de conservation de la quantité de mouvement dans le canal principal et dans la branche latérale ainsi que le principe de conservation de l'énergie dans le canal principal. Ils établissent ainsi une **relation analytique** donnant la répartition de débit en fonction des nombres de Froude aval et amont dans le canal principal qu'ils simplifient en considérant des nombres de Froude faibles ( $F_d < 0.4$ ) :

$$F_d = \left( \frac{Q_d}{Q_u} \right) F_u \quad (21)$$

Une étude expérimentale est donc menée dans une jonction de canaux à angle droit et les mesures de débit sont comparées aux résultats de l'équation (21). La concordance s'avère satisfaisante pour des nombres de Froude de l'écoulement aval allant jusque 0.3 à 0.4 et peut être considérée valide pour  $F_d < 0.6$ .

Plus récemment, (Ramamurthy and Satish, 1988) proposent un modèle analytique plus complet en bifurcation. Pour cela, les auteurs imposent une condition critique à la section de contraction maximale dans la branche latérale où est introduit un coefficient de contraction. Les principes de conservation de quantité de mouvement et d'énergie sont appliqués en prenant en compte la composante de force de pression qui agit dans la direction de l'écoulement principal suivant la surface de séparation des écoulements ; cette composante est prise comme étant la moyenne de pression entre le point de séparation des deux écoulements dans la branche amont et le coin commun aux deux canaux aval. Les auteurs déterminent ainsi une relation entre les rapports de débit, de hauteur et les nombres de Froude amont et aval du canal principal.

$$F_d = F_u \left( 1 - \frac{Q_d}{Q_u} \right) \left( \frac{y_u}{y_d} \right)^{3/2} \quad (22)$$

A partir d'un dispositif expérimental de jonction à angle droit, les auteurs vérifient la validité de l'équation (22) en se restreignant au cas où le nombre de Froude mesuré à 4 largeurs à l'aval de la jonction dans le canal latéral est supérieur à 0.35; cette condition est en effet nécessaire pour que l'écoulement atteigne la condition critique ( $F_d=1$ ) dans la zone de contraction maximale.

(Ramamurthy et al., 1990) tentent ensuite de généraliser l'étude précédente pour tout type d'écoulement dans la branche latérale, afin de proposer une relation utilisable dès lors que l'entrée à la jonction dans le canal principal a lieu en régime fluvial. Les auteurs établissent alors l'hypothèse d'absence de perte d'énergie le long de la courbe de séparation des écoulements et obtiennent une expression du transfert de quantité de mouvement de la branche principale vers la branche latérale. En appliquant l'équation de conservation de quantité de mouvement au sein du canal principal, ils obtiennent une équation reliant le rapport des débits, le nombre de Froude amont et le rapport des hauteurs dans le canal principal avec  $n^*_q = 1/n_q = Q_d/Q_u$  et  $n_y = y_u/y_d$

$$\frac{1-n_q^2}{40} F_u^4 + \left( \frac{1}{6} + \frac{5}{6} n_q^2 - n_q^2 n_y \right) F_u^2 + \frac{n_y^2 - 1}{2n_y^3} = 0 \quad (23)$$

Une validation expérimentale de l'équation (23) a lieu pour  $F_u < 0.75$ .

(Hsu et al., 2002) établissent une relation donnant le rapport de débit entre les deux branches en fonction du rapport de hauteur d'eau. Cette relation est obtenue à partir de l'équation traditionnelle de l'énergie en considérant que la charge hydraulique  $H'$  est conservée entre l'amont  $H'_u$  et l'aval  $H'_d$  de la jonction au sein du canal principal, les charges étant calculées comme suit :  $H' = y + \frac{Q^2}{2gb^2y^2}$  (avec  $y$  la hauteur d'eau,  $Q$  le débit et  $b$  la largeur du canal). En considérant  $H'_u = H'_d$ , une équation polynomiale du troisième degré donnant le rapport de hauteur entre l'amont et l'aval en fonction du Froude aval et de la répartition de débit est obtenue :

$$n_y^3 - \left( 1 + \frac{1}{2} F_d^2 \right) n_y^2 + \frac{1}{2n_q^2} F_d^2 = 0 \quad (24)$$

Cette équation présente bien sûr trois solutions, une négative et au moins une positive, la plus grande solution positive étant la solution recherchée. Les auteurs vérifient alors la validité de cette équation par rapport à leurs mesures expérimentales et celles d'autres auteurs mentionnées précédemment.

Une autre approche consiste à établir une analogie entre les écoulements ayant lieu en séparation de canaux à surface libre et d'autres cas plus simples. Pour cela, (Neary V.S. and Odgaard A.J., 1993) examinent la similitude avec un écoulement courbe ; cependant il apparaît que la position du mur courbe équivalent dépend de la profondeur du fait d'effets tridimensionnels dans la jonction. (Barkdoll B. B. et al., 1998) comparent expérimentalement l'écoulement dans une séparation en régime fluvial avec une séparation en T en conduite fermée. Les auteurs attribuent les différences de champ de vitesse à l'absence de courant secondaires (verticaux) dans les conduites ainsi que des forces centrifuges qui entraînent des variations de hauteur d'eau dans les canaux à surface libre. Ainsi, de fortes erreurs sont attendues du fait de l'hypothèse de vitesse dans le plan de symétrie de la conduite dans le cas où la surface libre est chahutée.

*c. Dispositif expérimental*

Les caractéristiques des dispositifs expérimentaux des auteurs cités précédemment ayant étudié les écoulements dans les bifurcations sont synthétisées dans le Tableau AnnexeIII. 3.

	<b>Largeur des canaux (mm)</b>	<b>Débit amont (l/s)</b>	<b>Angles de jonction</b>	<b>Nombres de Froude amont</b>	<b>Hauteur d'eau aval (mm)</b>
Taylor 1944	101.6		90°		
Grace & Priest 1958					
Law & Reynolds 1966	203	2.3 – 6.2	90°		
Lakshmana Rao et Sridharan 1967	610	8 – 62	30, 45, 60, 75, 90°		
(Nougaro J. et al., 1975)	200	1 – 28	30, 45, 60°		
Ramamurthy and Satish 1988	254		90°		
(Neary and Odgaard, 1993)	1200		90°	0.04 – 0.11	
Hsu 2002	147	3 – 5.3	90°	0.33 – 0.77	49 - 106

(Barkdoll B. B. et al., 1998)	152	11	90°		
-------------------------------	-----	----	-----	--	--

*Tableau AnnexeIII. 3 : Présentation des dispositifs expérimentaux utilisés par les différents auteurs étudiant les écoulements en bifurcation.*

### III. Ecoulements en jonction en régime torrentiel

Les écoulements qui apparaissent dans les jonctions lorsque les écoulements amont sont en régime torrentiel sont très différents des écoulements qui ont lieu dans les jonctions en régime fluvial. Les structures qui s’y développent sont en effet typiques des structures accompagnant traditionnellement les écoulements torrentiels. La plupart des travaux que nous avons pu obtenir dans la littérature concernent des jonctions ou bifurcations à trois branches car seuls quelques articles traitant des jonctions à quatre branches semblent disponibles.

#### 1) Jonctions à trois branches

*a. Rappel théorique : les travaux de (Ippen A.T., 1951)*

(Ippen A.T., 1951) étudie le comportement d’un écoulement torrentiel qui est soudainement dévié d’un angle  $\theta$  sur une de ses parois. La déviation de l’écoulement s’effectue alors lors de la traversée d’un ressaut oblique qui prend naissance au coin la de déviation de la paroi. L’angle du ressaut oblique  $\beta$  peut être relié à l’angle de déviation de la paroi  $\theta$  et au nombre de Froude de l’écoulement amont. Cette relation (25) est obtenue en considérant qu’un écoulement qui traverse un ressaut oblique se comporte de façon analogue suivant la direction normale à ce ressaut oblique à un écoulement traversant un ressaut droit. Ainsi, lors de la traversée d’un ressaut oblique, la vitesse de l’écoulement dans la direction normale au ressaut est diminuée alors que la vitesse dans la direction tangentielle au ressaut reste inchangée. En utilisant les lois de géométrie simples et les lois d’écoulement à travers un ressaut droit, l’auteur propose la relation suivante permettant de calculer l’angle du ressaut oblique en connaissant l’angle de déviation et les caractéristiques de l’écoulement amont avec  $Fr_1$  le nombre de Froude de l’écoulement amont :

$$\tan\theta = \frac{\tan\beta \left( \sqrt{1+8(Fr_1^n)^2} - 3 \right)}{2\tan^2\beta + \sqrt{1+8(Fr_1^n)^2} - 1} \quad (25)$$

avec  $Fr_1^n = Fr_1 \sin\beta$

L'auteur présente alors les résultats de cette relation sur la Figure AnnexeIII. 8. Il note que pour un écoulement amont avec un nombre de Froude donné, il existe un angle  $\theta$  maximal que nous noterons  $\theta_{max}$  pour lequel un ressaut oblique peut se former. La Figure AnnexeIII. 8 montre de plus que la relation présente deux solutions pour un Froude amont et un angle de séparation donnés, mais seule la solution du  $\beta$  le plus faible est valable. Il apparaît de même que plus le Froude amont augmente et plus  $\theta_{max}$  augmente. Enfin, si dans la plupart des configurations, l'écoulement à l'aval du ressaut oblique est en régime torrentiel, il existe certains cas où l'écoulement peut passer en régime fluvial. Cependant, la plage de variation de cette configuration est minimale comme on peut le voir sur la Figure AnnexeIII. 8.

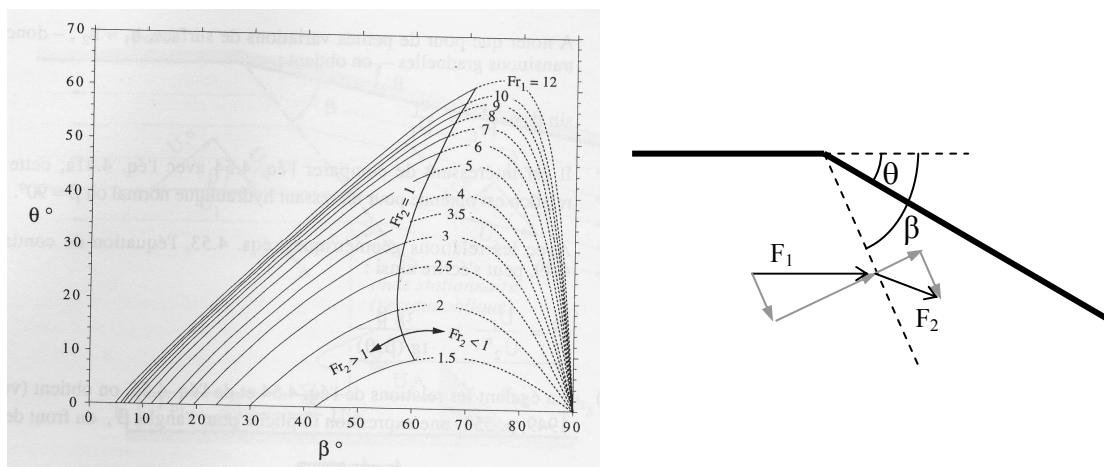


Figure AnnexeIII. 8 : Relation entre l'angle de déviation  $\theta$  et l'angle du ressaut oblique  $\beta$  d'après (Ippen A.T., 1951).

#### b. Description des écoulements

Lorsque les écoulements à l'amont d'une jonction sont en régime torrentiel, plusieurs types d'écoulement peuvent apparaître. (Bowers C.E., 1966) montre que pour une jonction à trois banches en régime torrentiel à l'amont, l'écoulement peut soit être en régime torrentiel dans la totalité de la jonction, soit présenter un ressaut hydraulique droit dans une ou les deux branches amont. L'auteur note que lorsque aucun ressaut n'a lieu dans les branches amont, des ondes croisées apparaissent au sein de la jonction. Le type d'écoulement qui se développe dépend alors de la géométrie de la jonction et des deux débits amont imposés. L'auteur précise que lorsqu'un débit est réduit dans une des deux branches amont, le ressaut se déplace vers l'amont et le ressaut de l'autre branche se décale vers l'aval.

Pour une configuration où aucun ressaut droit n'a lieu dans les branches amont et donc où les deux écoulements atteignent la jonction en régime torrentiel, (Hager, 1989a) présente une description fine des écoulements qui se développent à la jonction :

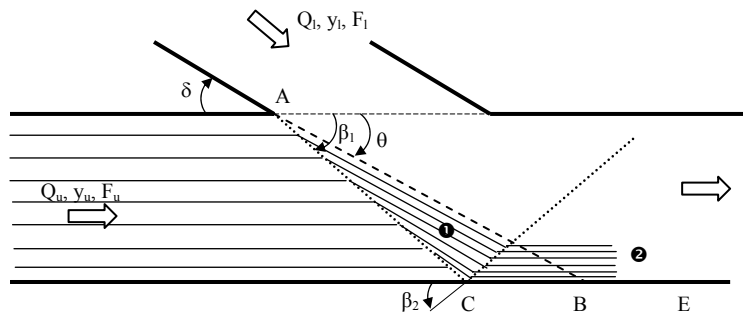


Figure AnnexeIII. 9 : Description des champs de vitesse et de la structure des écoulements apparaissant à la confluence de deux écoulements torrentiels selon (Hager, 1989a)

Au niveau du point A, les deux écoulements unidirectionnels torrentiels se rencontrent et sont déviés d'un angle  $\theta$  pour la branche principale et donc  $(\delta - \theta)$  pour la branche latérale avec  $\delta$  l'angle de la jonction. Les lignes de courant de l'écoulement amont du canal principal sont déviées dès que le ressaut oblique qui forme un angle  $\beta_1$  avec l'axe du canal principal (1<sup>ère</sup> ligne pointillée) est atteint. Le ressaut atteint alors la paroi en C et est réfléchi suivant l'angle  $\beta_2$  (2<sup>ème</sup> ligne pointillée). Lorsqu'elles traversent la deuxième ligne pointillée, les lignes de courant se retrouvent parallèles à la paroi. Étant donné que l'écoulement passe deux fronts d'onde, la hauteur d'eau augmente à chaque passage ( $y_u < y_l < y_2$ ), les angles des ressauts augmentent ( $\theta < \beta_1 < \beta_2$ ) et les vitesses et les nombre de Froude diminuent ( $F_u > F_l > F_2$ ). Il en va de même pour l'écoulement dans la branche latérale. Le plan délimitant les deux écoulements est nommé "plan de séparation". Plus en aval, la formation des ondes croisées est prédominante. De plus, la déviation des lignes de courant induite par les ressauts est beaucoup plus marquée près de la surface qu'au fond du canal. Enfin, (Hager, 1989a) décrit l'évolution des vecteurs vitesse dans la jonction et met en place des relations permettant de prédire la hauteur du plan de déviation.

(Greated, 1968) montre quant à lui que l'onde de déviation des deux écoulements est réfléchi sur les deux parois de la branche amont et que cette réflexion peut durer sur une grande distance. Enfin, (Rice C.E., 1985) étudie l'influence des différents paramètres géométriques et des caractéristiques des écoulements sur l'angle du plan de séparation  $\theta$  dans la jonction.

*c. Détermination des différents types d'écoulement*

(Hager, 1989a) établit une première étude analytique permettant de délimiter les conditions d'apparition des différents types d'écoulement c'est à dire les configurations pour lesquels les écoulements atteignent la jonction en régime torrentiel et les configurations pour lesquelles un ou deux ressauts droits apparaissent dans les branches amont de la jonction. L'équation ainsi obtenue relie les nombres de Froude amont, les hauteurs amont, l'angle de jonction et le coefficient de contraction.

$$\text{Si } \left(\frac{y_u}{y_l}\right)^2 (1+2F_u^2) + 2\cos\delta F_l^2 < 3.165 \left( F_u \left(\frac{y_u}{y_l}\right)^{3/2} + F_l \right)^{4/3}, \quad (26)$$

alors un ressaut droit apparaît.

(Christodoulou G.C., 1993) présente un critère général de formation de ressaut à la jonction de deux canaux à angle droit lorsque l'écoulement principal est torrentiel. Ce critère, fonction du rapport des débits amont, est obtenu en appliquant le principe de conservation de quantité de mouvement. Si  $\frac{Q_l}{Q_u} \geq 0.093$ ,

$$(27)$$

un ressaut droit doit apparaître. La concordance de ce critère avec les mesures expérimentales est satisfaisante selon l'auteur.

Dans le cadre d'une étude des écoulements torrentiels dans une jonction de conduites fermées, (Gisonni C. and Hager W.H., 2002) montrent que quatre grands types d'écoulement peuvent avoir lieu : 1) écoulement totalement torrentiel dans les branches amont, 2) écoulement torrentiel dans la branche principale et fluviale dans la branche secondaire, 3) écoulement fluvial dans la branche principale et torrentiel dans la branche secondaire et 4) écoulement fluvial dans les deux branches amont. De plus, les processus de mise en charge sont identifiés mais n'ont pas de signification en ce qui concerne les écoulements de canaux à surface libre.

*d. Modèles de prédiction des caractéristiques des structures d'écoulement en jonction*

Pour des configurations où les deux écoulements amont atteignent la jonction en régime torrentiel, certains auteurs ont cherché à prédire la position du plan de déviation des deux écoulements, soit l'angle  $\theta$  sur la Figure AnnexeIII. 9 ainsi que les angles des ressauts obliques tel que  $\beta_l$ . En effet l'intersection entre ces structures et une paroi du canal représente

le lieu de hauteur d'eau maximale dans la jonction et donc représente un risque important de débordement de l'écoulement.

(Behlke C.E. and Pritchett H.D., 1966) cherchent à prédire analytiquement les angles des deux ressauts obliques qui se forment à la jonction lorsque les deux écoulements amont sont en régime torrentiel. Leur étude analytique se base sur l'hypothèse que l'effet de l'écoulement latéral sur l'écoulement principal est similaire à l'effet d'une déviation d'écoulement par une fine paroi imperméable. Les auteurs utilisent donc les relations mises en place par (Ippen A.T., 1951) ainsi qu'une hypothèse d'égalité des hauteurs d'eau à l'aval des deux ressauts. Cette hypothèse semble trop forte mais elle permet aux auteurs de proposer une méthode destinée à prédire les angles des deux ressauts obliques ainsi que la hauteur d'eau à l'aval de ces ressauts en fonction des caractéristiques de l'écoulement amont et de l'angle de déviation.

(Greated, 1968) cherche à prédire l'angle du plan de déviation des écoulements  $\theta$  afin de déterminer la localisation des intersections entre les ondes de déviation et les parois des canaux (Figure AnnexeIII. 11). L'auteur considère que la ligne de séparation des écoulements est très fine et naît au niveau du point de jonction. Il applique le principe de conservation de la quantité de mouvement sur le volume de contrôle hachuré sur la Figure AnnexeIII. 10 et obtient l'équation suivante.

$$1 - \left(\frac{y_1}{y_2}\right)^2 = 2 \left(\frac{y_1}{y_2}\right)^2 F_1^2 \sin^2 \theta - 2 F_2^2 \sin^2 (\delta - \theta) \quad \text{avec } \delta \text{ l'angle de la jonction} \quad (28)$$

La validité de l'équation ainsi obtenue est vérifiée sur des mesures expérimentales.

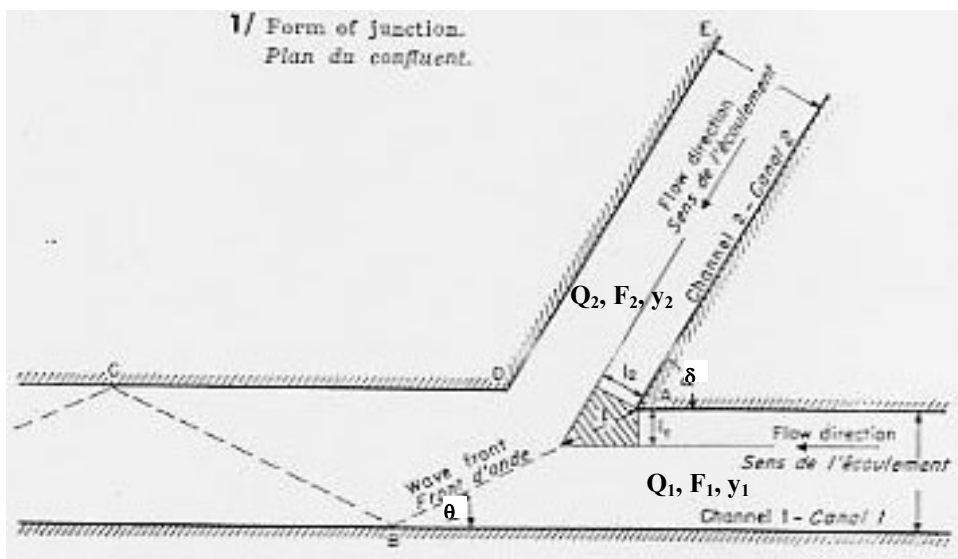




Figure AnnexeIII. 10 : Réflexion des écoulements sur les parois de la branche aval et présentation du volume de contrôle du modèle de (Greated, 1968)

(Hager, 1989a) utilise alors le modèle de (Greated, 1968) et propose une relation explicite simplifiée donnant l'angle de la déviation en fonction de l'angle de la jonction et des caractéristiques des écoulements amont.

$$\frac{\theta}{\delta} = I + \left[ \frac{\left( \frac{y_1}{y_2} \right) F_1}{F_2} \right]^{-I} \quad \text{avec les notations de la Figure AnnexeIII. 10} \quad (29)$$

Cette relation s'avère valide pour des angles de jonction faibles (inférieurs à 45°).

*e. Caractéristiques des modèles physiques utilisés*

Les caractéristiques des dispositifs expérimentaux utilisés par les auteurs cités dans ce paragraphe sont résumées dans le Tableau AnnexeIII. 4.

	Largeur des canaux (mm)	Débit principal (L/s)	Débit latéral (L/s)	Débit aval (L/s)	Angles de jonction	Pente	Froude amont
(Christodoulou G.C., 1993)	510 (principal) 125 (latéral)	20 - 100	0 – 20		17°, 90°	1.4 %	1.5 - 2
(Hager W. H., 1989)	99			1.1 – 14.6	22.5°, 45°	0 %	3.3-15.6
(Schwalt M. and Hager W. H., 1995)	500 (pincipal) 300 / 500 (latéral)				30° - 60°	0%	1.5 - 12

Tableau AnnexeIII. 4 : Caractéristiques des modèles physiques utilisés lors des études expérimentales en jonction avec des écoulements amont en régime torrentiel

**2) Jonctions à quatre branches**

Les seuls travaux que nous avons pu recueillir traitant des écoulements dans les jonctions à quatre branches sont les travaux de (Nania L. S. et al., 2004) et (Rivière N. and Perkins R.J., 2004). La première étude concerne l'intersection de deux écoulements torrentiels

perpendiculaires et la deuxième étude concerne la division d'un écoulement torrentiel en trois écoulements aval.

*a. Description des écoulements*

L'étude des écoulements qui apparaissent au sein d'une jonction lorsque deux écoulements torrentiels perpendiculaires se rencontrent a permis à (Nania L. S. et al., 2004) de mettre en évidence deux principaux types d'écoulement. Comme pour les jonctions à trois branches, ces types dépendent de la présence ou non de ressauts hydrauliques dans les branches amont de la jonction. Les auteurs ont ainsi déterminé un Type I caractérisé par la présence d'un ressaut droit dans chacune des deux branches amont (Figure AnnexeIII. 11). Les auteurs notent que lorsque la *puissance* d'écoulement dans une branche augmente, le ressaut dans cette branche tend à se rapprocher de la jonction et le ressaut dans l'autre branche tend à s'en éloigner. Le deuxième type observé est nommé Type II, il correspond à la présence d'un ressaut hydraulique droit dans la branche amont minoritaire et d'un ressaut oblique dans la jonction. Les auteurs observent que le ressaut oblique débute au coin amont de la jonction est à peu près rectiligne et atteint l'une ou l'autre des sections de sortie. De plus, lorsque l'écoulement dans la branche majoritaire augmente, l'angle que forme le ressaut oblique avec l'axe de l'écoulement majoritaire diminue et le ressaut dans la branche minoritaire est décalé vers l'amont. Par ailleurs, les auteurs notent qu'une zone de recirculation est présente dans chacune des deux branches aval et que des ondes croisées ont lieu dans les branches aval.

Concernant la division d'un écoulement torrentiel, (Hager W.H. and Yasuda Y., 1997; Rivière N. and Perkins R.J., 2004) observent que lorsque l'écoulement torrentiel atteint la jonction, un jet torrentiel apparaît bordé de deux ondes de dépression symétriques. La rupture de ce jet au niveau des ondes de dépression donne naissance à un écoulement dans chacune des 2 branches latérales.

*b. Modèles de prédiction de répartition de débit*

(Nania L. S. et al., 2004) proposent un modèle de prédiction de distribution de débits dans les deux branches aval de la jonction en fonction des caractéristiques des écoulements dans les branches amont. Pour cela les auteurs introduisent un paramètre de *puissance d'écoulement*  $W'$  défini comme suit :  $W'=\gamma.Q.H'$  avec  $\gamma'$  le poids spécifique du fluide,  $Q$  le débit et  $H'$  la charge de l'écoulement. Les auteurs calculent alors pour chaque configuration la puissance de chacun des deux écoulements amont  $W'_x$  et  $W'_y$  aux deux sections d'entrée de la jonction. Ils

relient ainsi la part de débit aval s'écoulant dans la branche de sortie de direction 'x'  $Q_{0x}$  (équivalent à  $Q_{sx}$  selon les notations de ce mémoire) par rapport au débit total mis en jeu ( $Q_T$ ) à la part de puissance amont suivant la direction 'x'  $W'_x$  par rapport à la puissance totale mise en jeu  $W'_T$  (avec  $W'_T = W'_x + W'_y$ ) selon l'expression :  $\frac{Q_{0x}}{Q_T} = f\left(\frac{W'_x}{W'_T}\right)$ . Cette loi empirique est présentée sur la Figure AnnexeIII. 11 (avec W' noté W selon les notations de l'auteur):

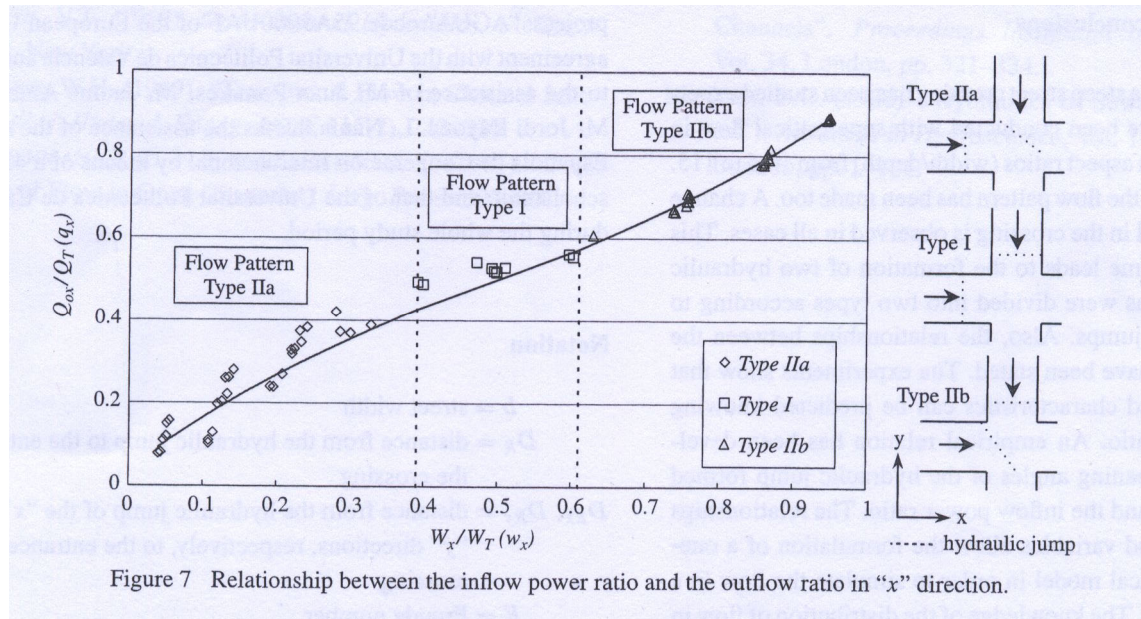


Figure 7 Relationship between the inflow power ratio and the outflow ratio in "x" direction.

Figure AnnexeIII. 11 : modèle de distribution des écoulements dans les rues aval à un carrefour à quatre branches proposé par (Nania L. S. et al., 2004).

Les auteurs rapportent donc que pour les différentes configurations étudiées, si la puissance d'un écoulement amont est inférieure à 0.39 fois la puissance de l'autre écoulement amont, un Type II a lieu avec un ressaut droit dans la branche de puissance d'écoulement la plus faible. Dans le cas contraire, un Type I apparaît avec un ressaut hydraulique droit dans chacune des deux branches amont. Les relations empiriques (30) des courbes présentées sur la Figure AnnexeIII. 11 sont alors proposées pour décrire l'évolution de la distribution des débits en fonction du taux de puissance amont :

$$\text{Pour } 0.04 \leq \frac{W'_x}{W'_T} \leq 0.39, \quad \frac{Q_{0x}}{Q_T} = 1.16 \left(\frac{W'_x}{W'_T}\right)^3 - 1.44 \left(\frac{W'_x}{W'_T}\right)^2 + 1.38 \left(\frac{W'_x}{W'_T}\right) + 0.04$$

$$\text{Pour } 0.39 \leq \frac{W'_x}{W'_T} \leq 0.61, \quad \frac{Q_{0x}}{Q_T} = 0.664 \left(\frac{W'_x}{W'_T}\right) + 0.168 \quad (30)$$

$$\text{Pour } 0.61 \leq \frac{W'_x}{W'_T} \leq 0.96, \quad \frac{Q_{0x}}{Q_T} = 1.16 \left(\frac{W'_x}{W'_T}\right)^3 - 2.04 \left(\frac{W'_x}{W'_T}\right)^2 + 1.98 \left(\frac{W'_x}{W'_T}\right) - 0.14$$

(Rivière N. and Perkins R.J., 2004) mettent en place un modèle analytique permettant de calculer la distribution du débit entrant dans la jonction suivant un écoulement amont torrentiel et ressortant par la branche aval principale et les deux branches aval perpendiculaires (Figure AnnexeIII. 12). Pour cela, les auteurs établissent une similitude entre le développement du jet torrentiel qui apparaît dans la jonction et les équations de rupture de barrage et obtiennent (avec les notations de la Figure AnnexeIII. 12) :

$$\frac{q_{lat}}{q_t} = \frac{\delta}{27F_0} \quad (30)$$

Des mesures expérimentales montrent cependant que cette relation tend à surestimer le débit latéral.

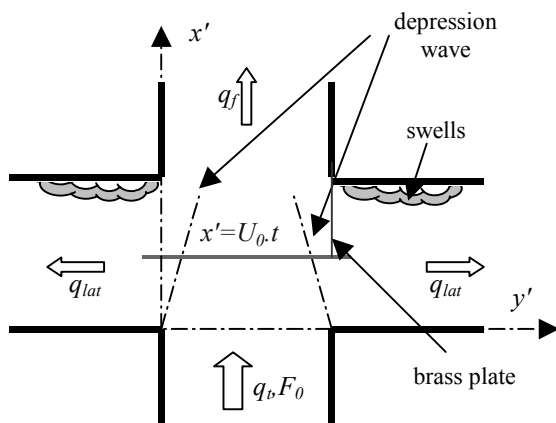
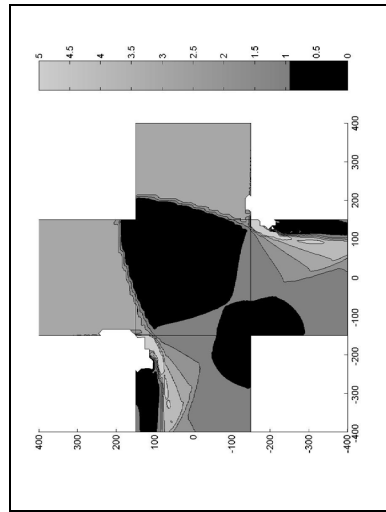


Figure AnnexeIII. 12 : Schéma du modèle physique de (Rivière N. and Perkins R.J., 2004)

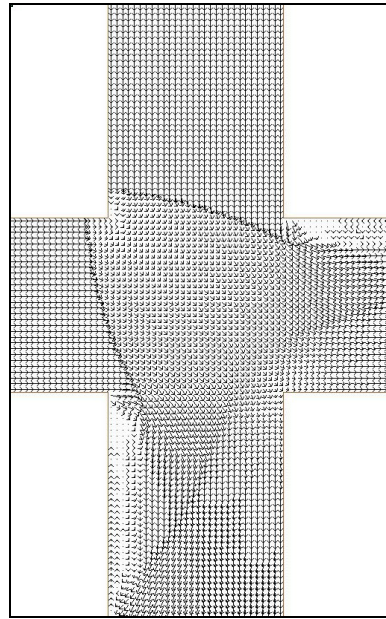


Annexes du Chapitre IV

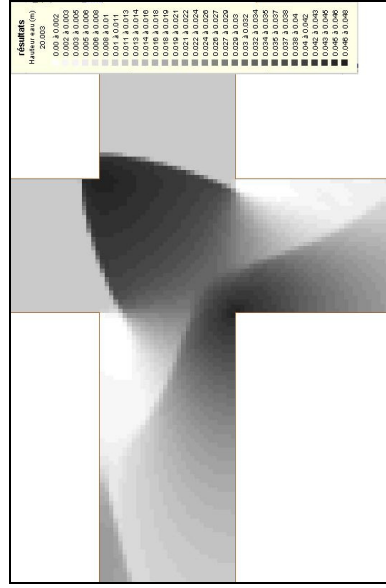
Figure AnnexeIV.1



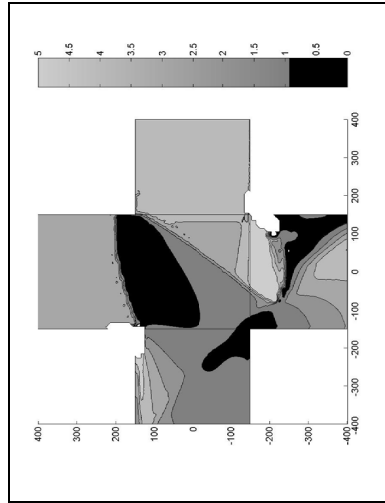
Carte des Froude cas : C1



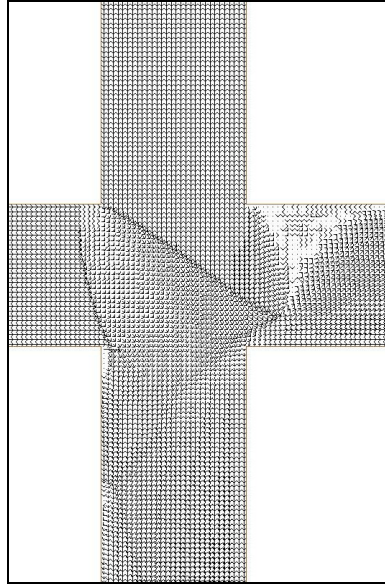
Carte des vecteurs vitesse : C1



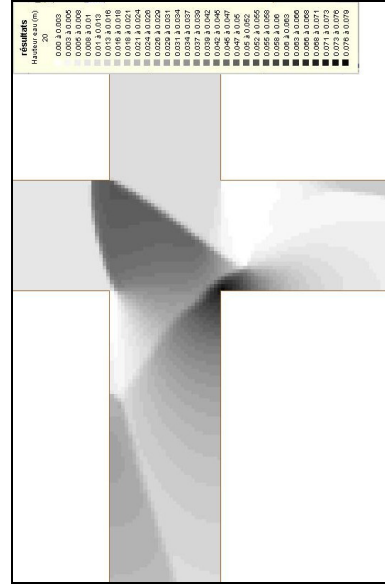
Champ de hauteur d'eau : C1



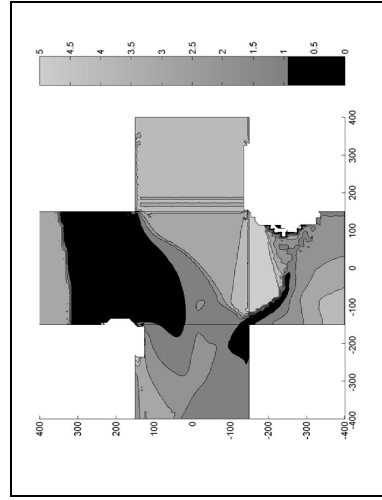
Carte des Froude cas : C21



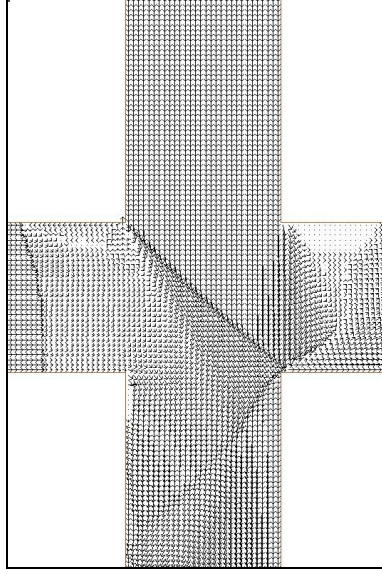
Carte des vecteurs vitesse : C21



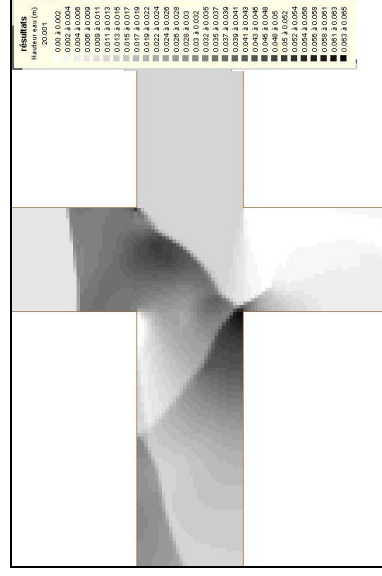
Champ de hauteur d'eau : C21



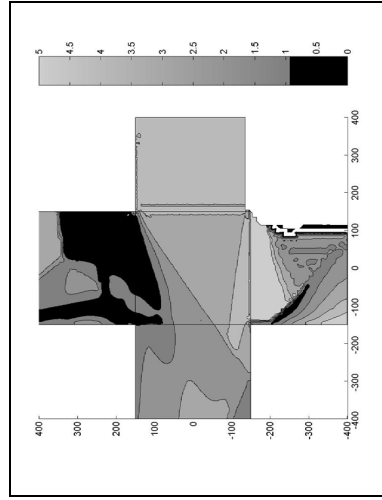
Carte des Froude cas : C22



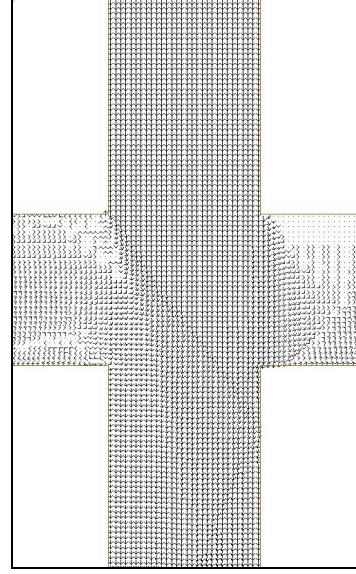
Carte des vecteurs vitesse : C22



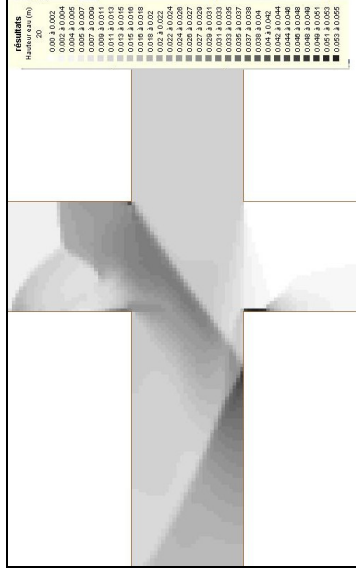
Champ de hauteur d'eau : C22



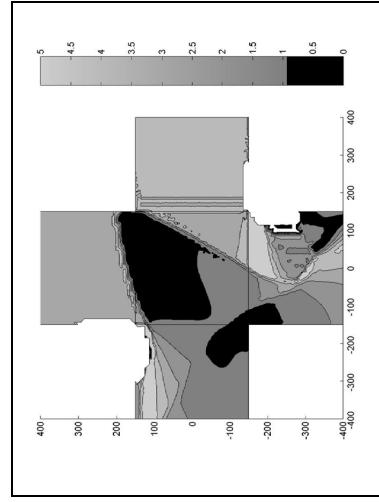
Carte des Froude cas : C23



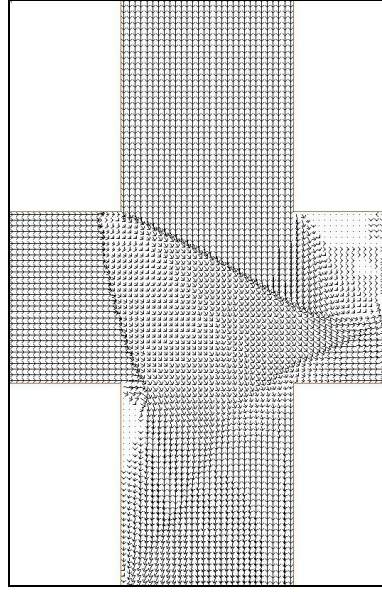
Carte des vecteurs vitesse : C23



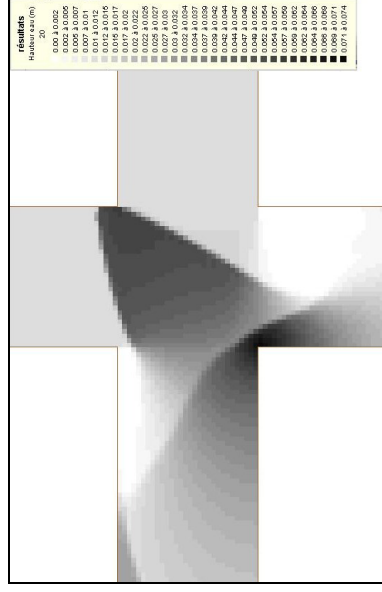
Champ de hauteur d'eau : C23



Carte des Froude cas :  $C_3$



Carte des vecteurs vitesse :  $C_3$

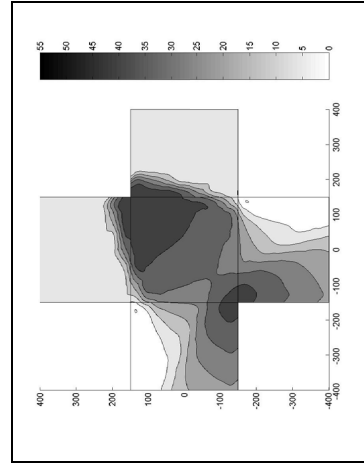


Champ de hauteur d'eau :  $C_3$

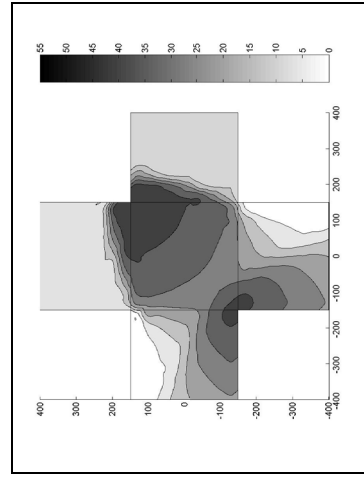
Figure Annexe IV. 1: Analyse des écoulements calculés par le code 2D pour les cas  $C_1$ ,  $C_{21}$ ,  $C_{22}$ ,  $C_{23}$  et  $C_3$  en utilisant le maillage M1 avec  $dx=dy=0.5$  cm et un coefficient de frottement de Strickler constant  $K=115m^{1/3}s^{-1}$ .



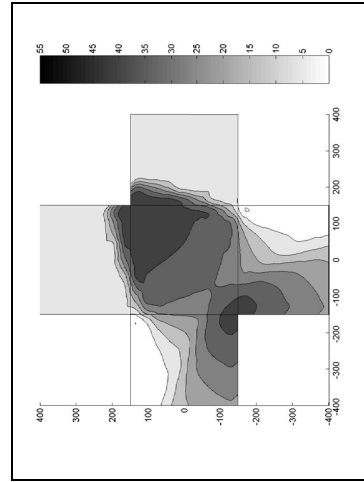
Figure AnnexelV.2



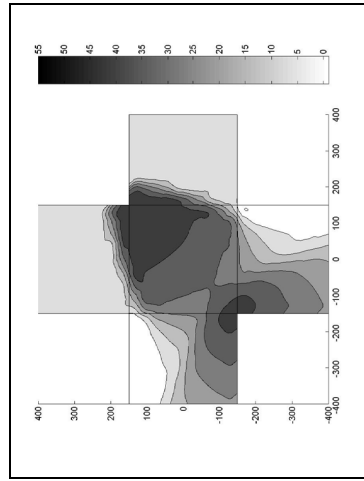
$C_1$  \_ formule de frottement :  $Yen$



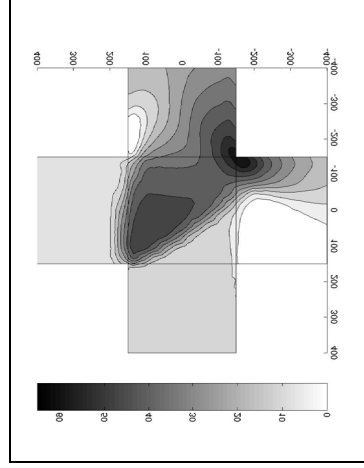
$C_1$  \_ K 100



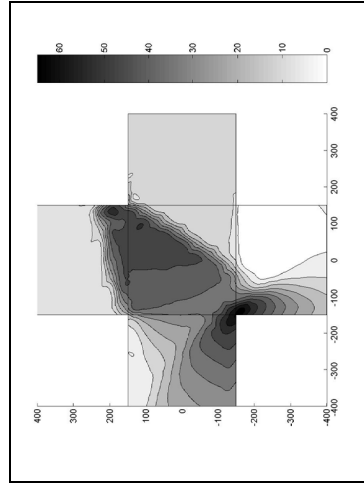
$C_1$  \_ K 115



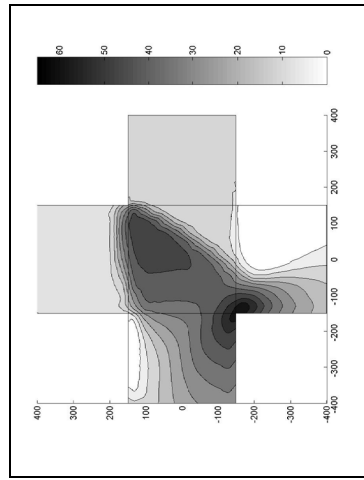
$C_1$  \_ K 100&115



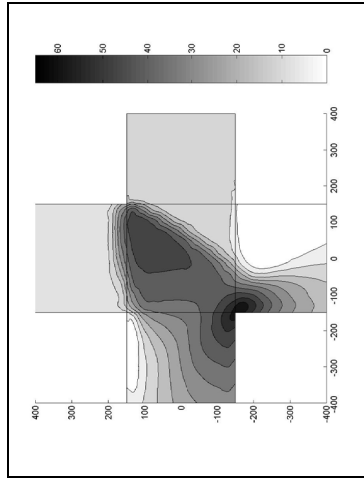
$C_{21}$  \_ formule de frottement :  $Yen$



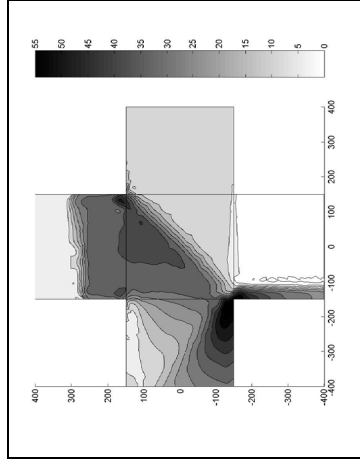
$C_{21}$  \_ K 100



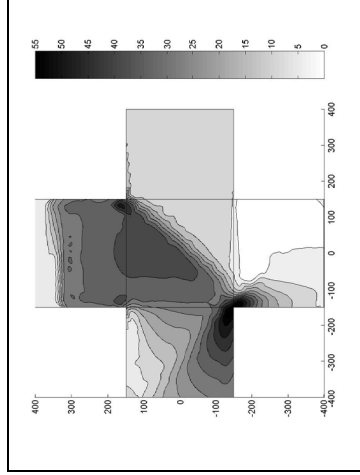
$C_{21}$  \_ K 115



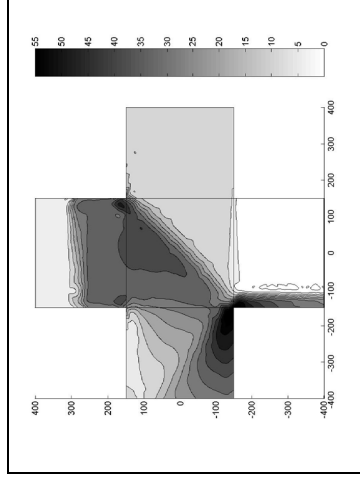
$C_{21}$  \_ K 100&115



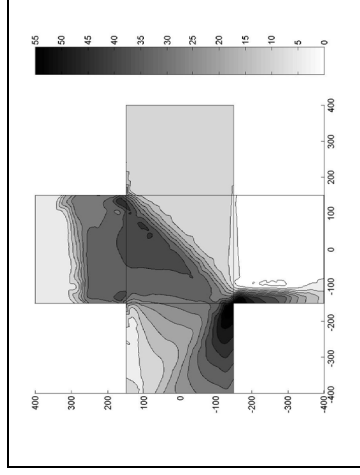
$C_{22}$  \_ formule de frottement : *Yen*



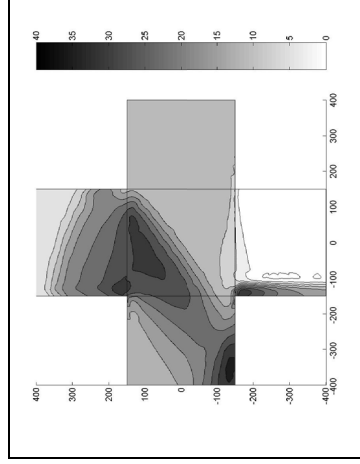
$C_{22}$  \_ K 100



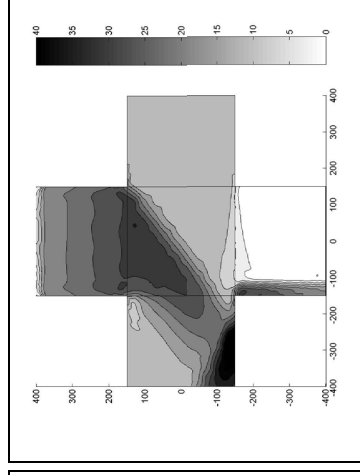
$C_{22}$  \_ K 115



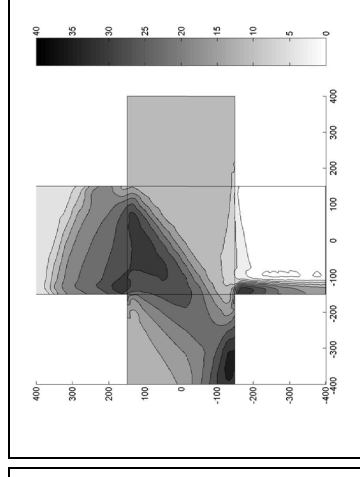
$C_{22}$  \_ K 100&115



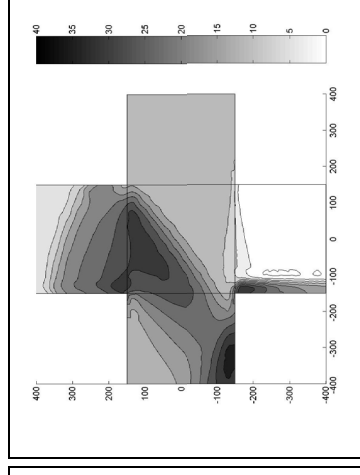
$C_{23}$  \_ formule de frottement : *Yen*



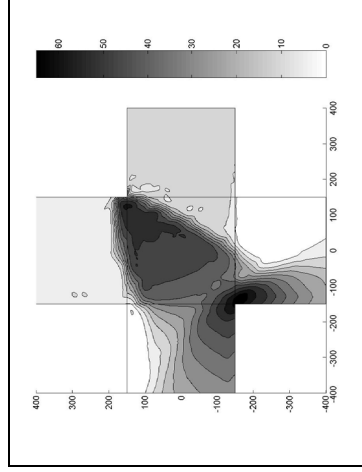
$C_{23}$  \_ K 100



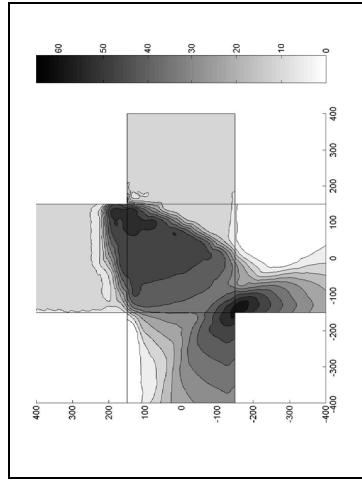
$C_{23}$  \_ K 115



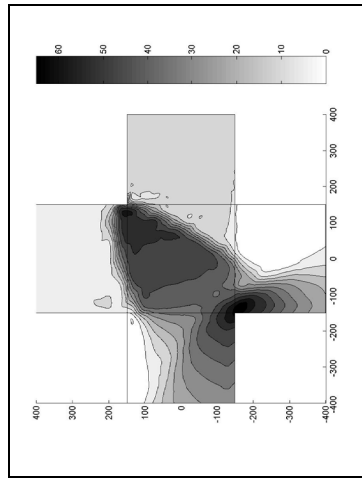
$C_{23}$  \_ K 100&115



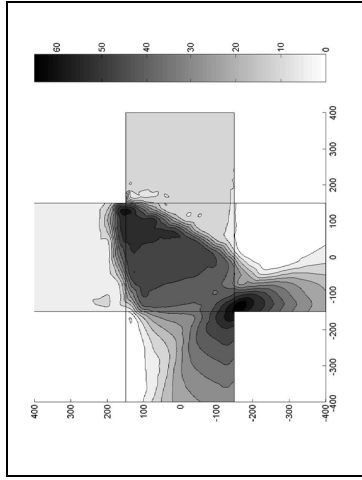
$C_3$  formule de frottement : Yen



$C_3$   $K = 100$



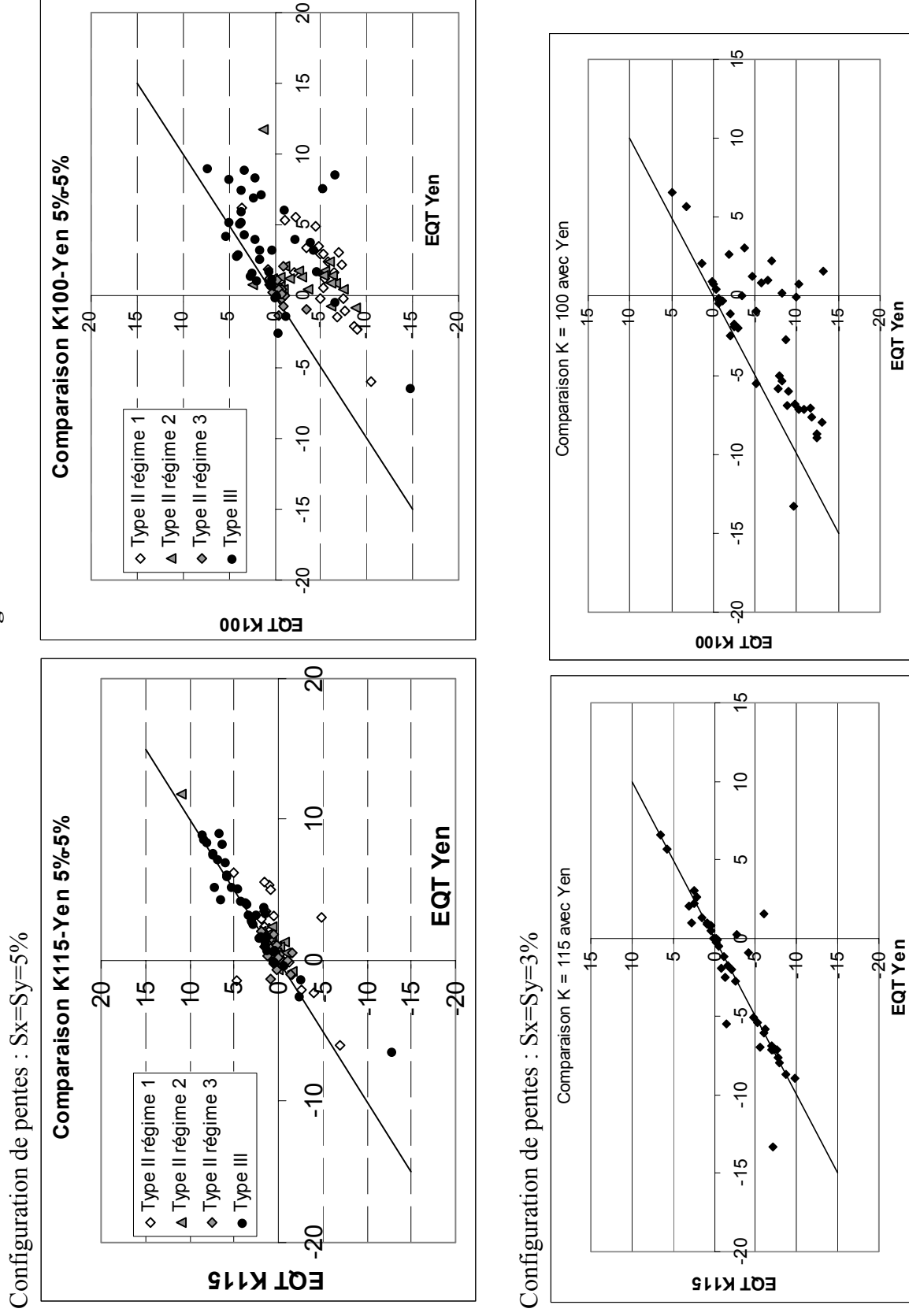
$C_3$   $K = 115$



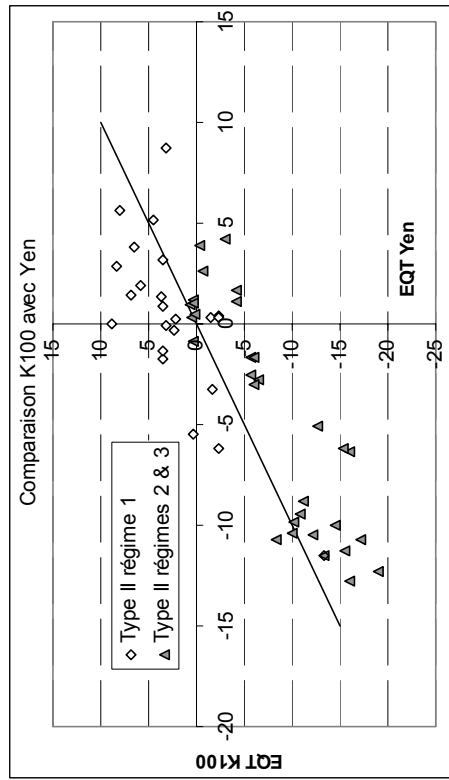
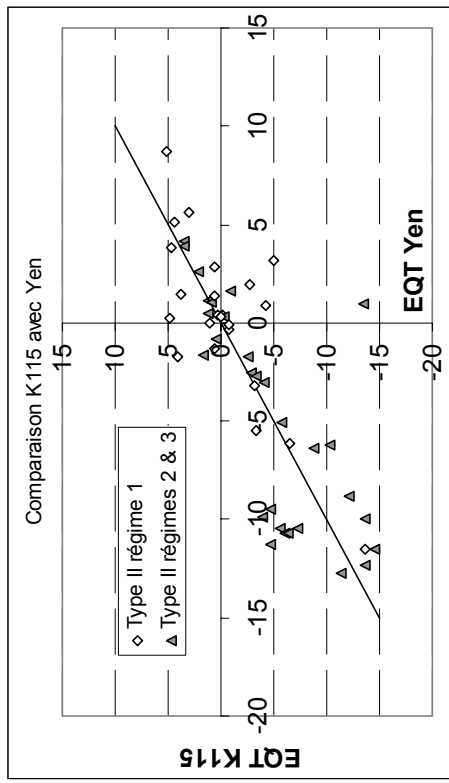
$C_3$   $K = 100 \& 115$

Figure Annexe IV. 2 : Analyse des écoulements calculés par le code 2D pour les cas  $C_1$ ,  $C_{21}$ ,  $C_{22}$ ,  $C_{23}$  et  $C_3$  en utilisant le maillage M3 et les formules de frottement (1) du Chapitre IV (Yen, 2002) notée "Yen", un coefficient de Strickler constant de  $K=100 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ , de  $K=115 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$  et enfin la configuration K100&115 qui considère un frottement  $K=100 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$  dans la jonction et  $K=115 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$  dans les branches.

Figure AnnexeIV.3



Configuration de pentes :  $S_x=5\%$  et  $S_y=1\%$



Configuration de pentes :  $S_x=S_y=1\%$

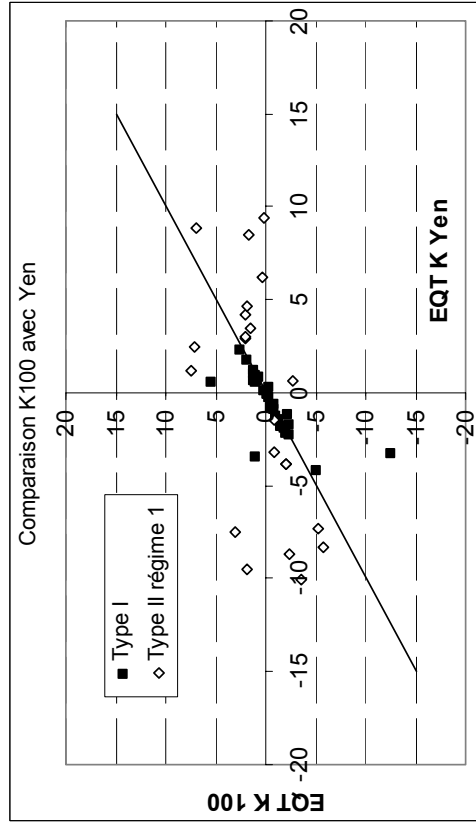
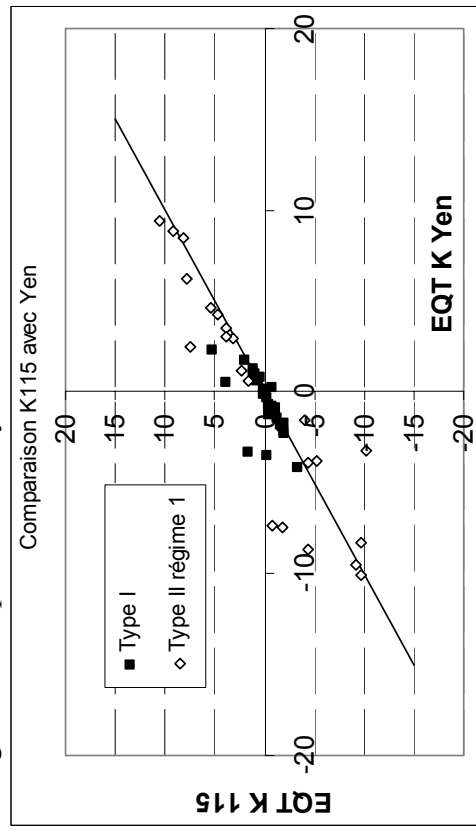
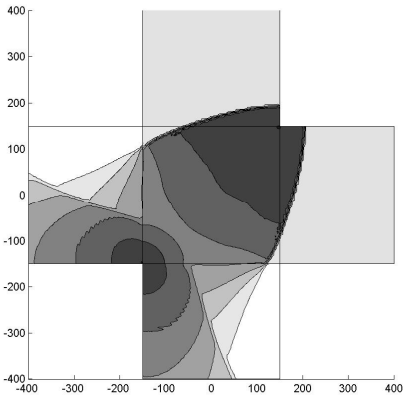


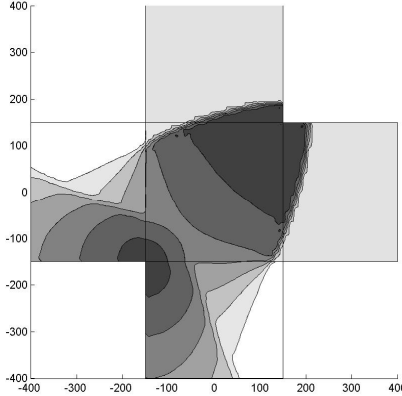
Figure Annexe IV. 3: Comparaison des indicateurs  $E_{Gr}$  (donnant la qualité de prédiction de répartition de débits par rapport aux mesures de débit expérimentales) déterminés pour les calculs utilisant trois formules de frottement (équation (1) du Chapitre IV (Yen, 2002) notée "Yen",  $K = 100 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$  et  $K=115 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ ) sur l'ensemble des écoulements étudiés répartis par configuration de pente et type d'écoulement.

Figure AnnexeIV.4

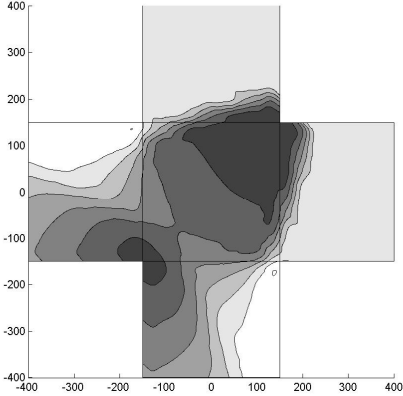
Cas C<sub>1</sub>



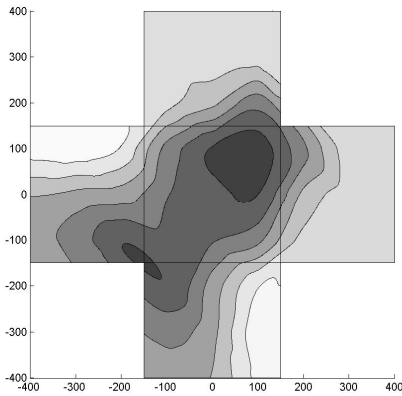
M1



M2

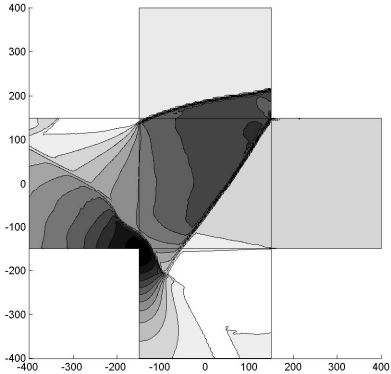


M3

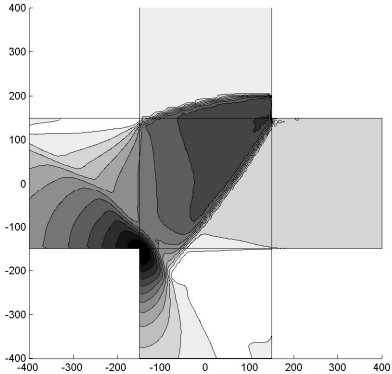


M4

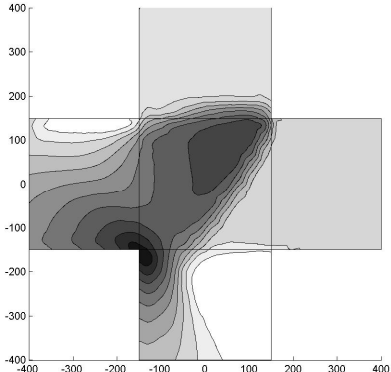
Cas C<sub>21</sub>



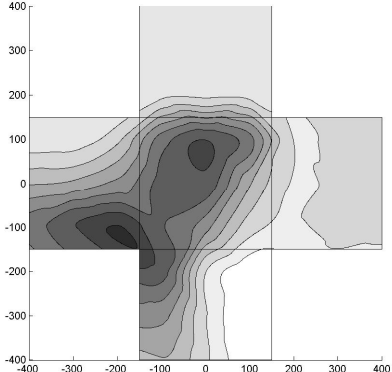
M1



M2

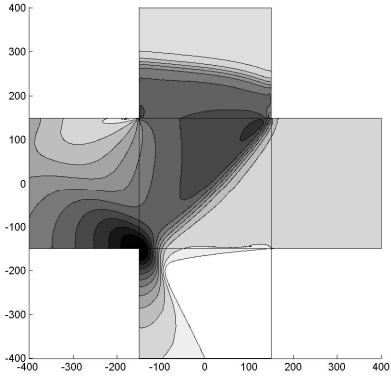


M3

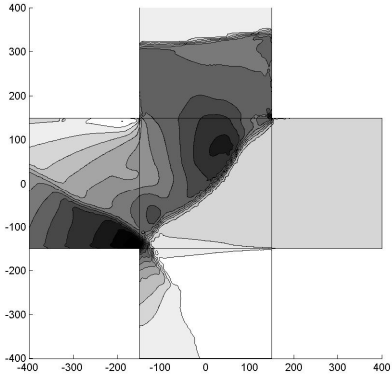


M4

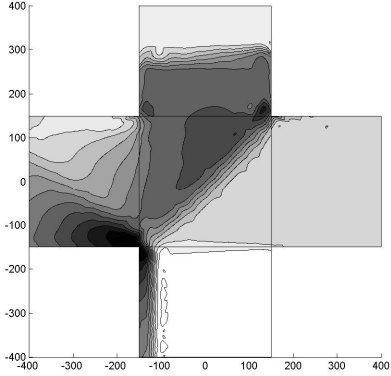
Cas C<sub>22</sub>



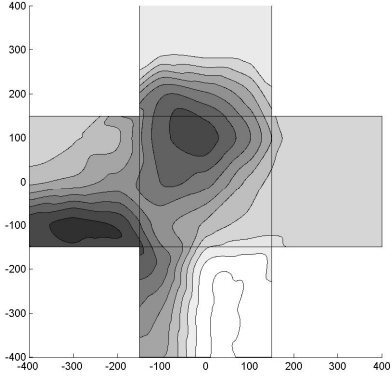
M1



M2



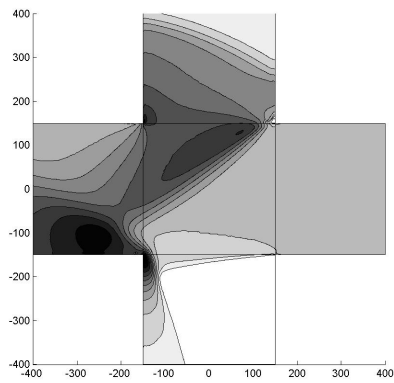
M3



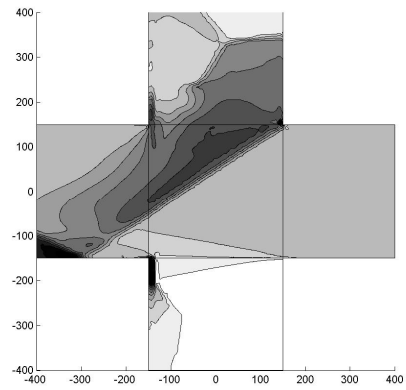
M4



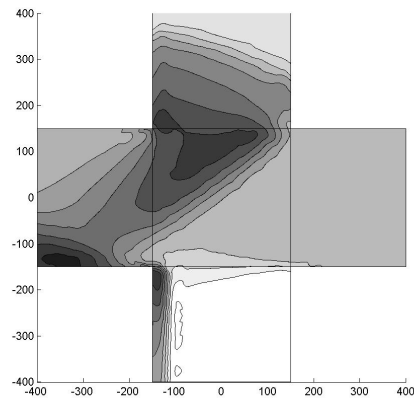
Cas  $C_{23}$



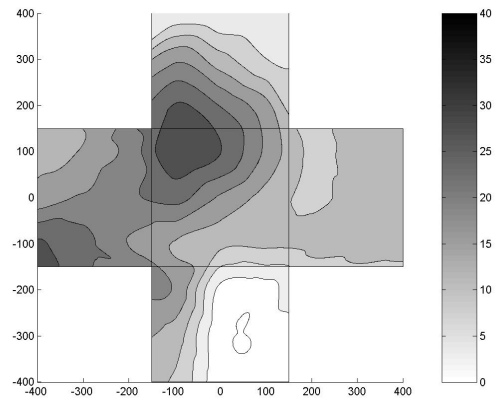
M1



M2



M3



M4

Cas C<sub>3</sub>

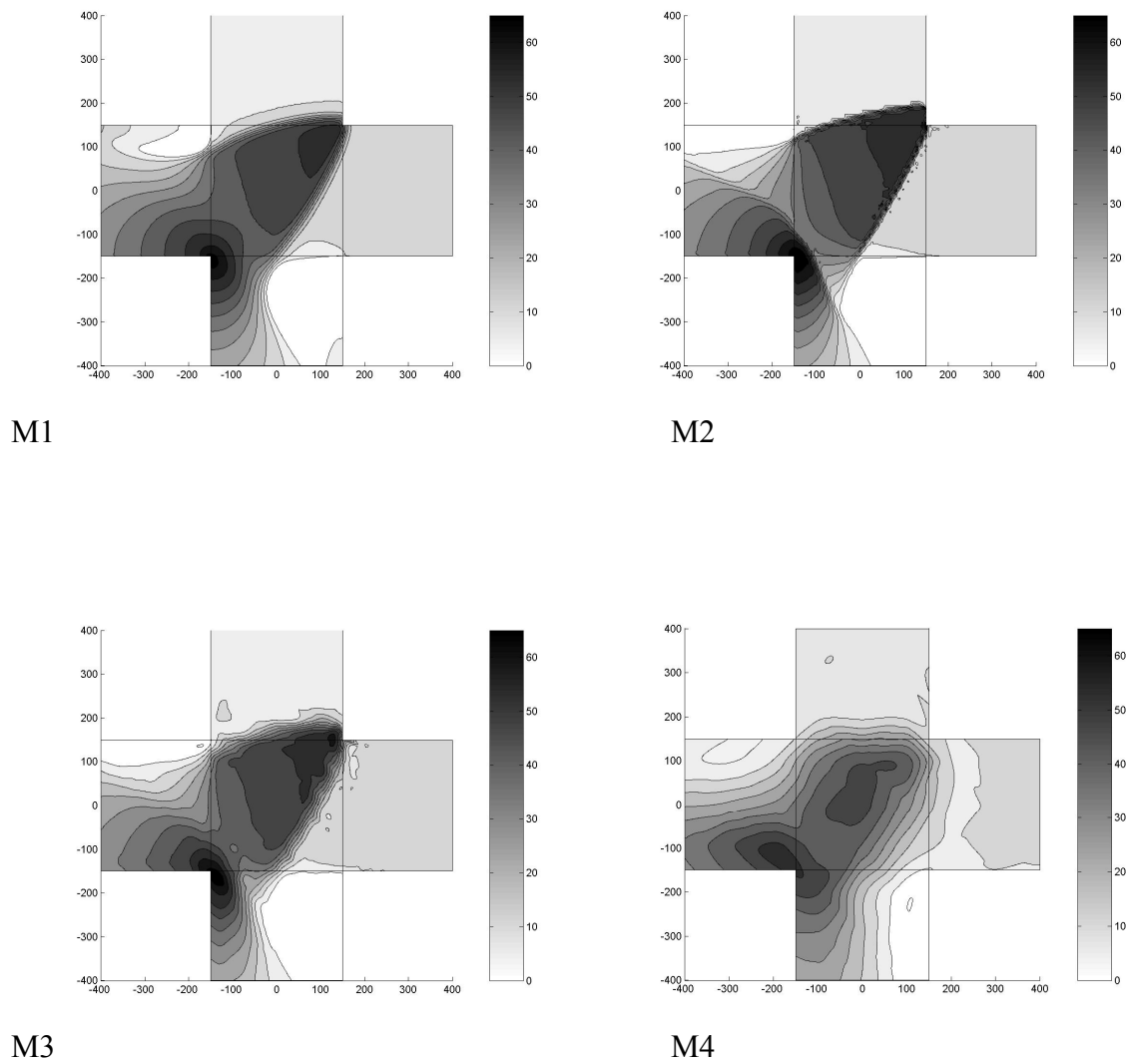


Figure AnnexeIV. 4 : Champs de hauteur d'eau calculés pour les 5 cas étudiés avec les 4 densités de maillage, en utilisant les paramètres de la configuration de référence et la formule de frottement  $K=115 \text{ m}^{1/3} \text{ s}^{-1}$ .



## Références

- Alcrudo F. and Mulet J., 2004. *Impact Project Flood Propagation case study* : The flooding of Sumacarcel after Tous dam break.
- Alcrudo F. et al., 2003. The model City Flooding Experiment, *Impact Project internal report*.
- Aronica G.T. and Lanza L.G., 2004. The role of flood propagation modelling in the investigation of the efficiency of urban drainage systems, *Int. Conference on Urban Drainage Modelling, Dresden, Germany*, pp. 133-140.
- Bacca F., 1998. Le ruissellement superficiel : étude historique et modélisation. *Mémoire de fin d'étude de l'ENSEEIH*T.
- Barkdoll B. B., Hagen B. L. and Odgaard A. J., 1998. Experimental comparison of dividing open-channel with duct flow in T-Junction. *Journal of Hydraulic Engineering*, 124(1): pp. 92-95.
- BCEOM, CS and Météo France, 2004. Outil de prévision hydrométéorologique - Projet Espada - Ville de Nîmes (in French).
- Behlke C.E. and Pritchett H.D., 1966. The Design of Supercritical Flow Channel Junctions. *Highway Research Record, Transportation Research Board*, 123 pages.
- Bescos, Froissard, Olmos, 2005. Carrefour urbain. *Rapport de projet d'expertise*, 4<sup>ème</sup> année Département de Génie Mécanique et développement de l'INSA de Lyon.
- Best, J.L. and Reid, I., 1984. Separation zone at open-channel junctions. *Journal of Hydraulic Engineering*, 110(11): pp. 1588-1594.
- Bishop W.A., Collins N.I., Callaghan D.P. and Clark S.Q., 1999. Details two-dimensional flood modelling of urban developments, 8<sup>th</sup> *International Conference on Urban Drainage, Sydney, Australia*.
- Bonneaud S., 2002. Nîmes, du 3 octobre 1988 au Plan de Protection Contre les Inondations (CD rom). In: A. International (Editor), *Inondations en France, Montpellier, France*.
- Boonya-aroonnet S., Weesakul S. and Mark O., 2002. Modelling of Urban Flooding in Bangkok, 9<sup>th</sup> *International Conference on Urban Drainage, Portland, Oregon USA*, 8-13 September 2002.
- Bowers C.E., 1966. Studies of open channel junctions. Technical paper, part V of *Hydraulic model studies for Whiting Field Naval Air Station*, 6(B).
- Braschi G., Gallati M. and Natale L., 1989. Simulation of a road network flooding, *Conference on Modeling and Simulation, Pittsburgh*, 8 pages.
- Buyer, M., 2002. Transport de flux en réseau d'assainissement : Modèle 1D pour l'hydraulique des collecteurs et déversoirs avec prise en compte des discontinuités, *Université Louis Pasteur, Strasbourg*.
- Calenda G., Calvani L. and Mancini C. P., 2003. Simulation of the great flood of December 1870 in Rome. *Water and Maritime Engineering*, 156(4): pp. 305-312.
- Chanson H., 1995. Ressaut hydraulique ondulé : mythes et réalités. *La Houille Blanche*, 7: pp 54-65.
- Chen H.H., Hsu M.H. and T.S., C., 2004. The integrated inundation model for urban drainage basins, *Novatech 2004, Lyon, France*.
- Chocat, B., 1997. Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainissement. Lavoisier, Paris, 1124 pages.
- Christodoulou G.C., 1993. Incipient Hydraulic Jump at Channel Junctions. *Journal of Hydraulic Engineering*, 119(3): pp. 409-421.
- Desbordes M., 1997. La gestion urbaine du risque d'inondation : problématique et enjeux. *La Houille Blanche*, 7: pp. 20-24.

- Desbordes, M., Durepaire, P., Gilly, J.C., Masson, J.M. and Maurin, Y., 1989. 3 Octobre 1988: Inondations sur Nîmes et sa Région: Manifestations, Causes et Conséquences (in French). Lacour, Nîmes, France, 96 pages.
- Djordjevic S., Prodanovic D. and Maksimovic C., 1999. An approach to simulation of dual drainage. *Water Science and Technology*, 39(9): pp. 95-103.
- Djordjevic S., Prodanovic D., Maksimovic C., Ivetic M. and Savic D., 2004. SIPSIN - Simulation of Interaction between Pipe flow and Surface Overland flow in Networks, *International Conference on Urban Drainage Modelling, Dresden*.
- Ducuing J-L., Grazzini F., Goutorbe J.P., Alquier M. and Dartus D., 2002. Exemple de chaîne anticipation, prévision et alerte inondations : PACTES, un projet d'amélioration de gestion des inondations combinant avancées scientifiques et technologies du spatial, *Inondations en France, Agropolis, Montpellier*, Decembre 2002.
- Engineers, U.S.A.C.o., 1991. Engineering and design - Hydraulic design of flood control channels. *Engineer Manual*, EM 1110-2-1601.
- Ettrich N., Steiner K., Thomas M. and Rothe R., 2004. Surface models for coupled modelling of runoff and sewer flow in urban areas, *Int. Conference on Urban Drainage Modelling, Dresden, Germany*, pp. 53-60.
- French H.R., 1985. *Open-Channel Hydraulics*. Civil Engineering Series.
- Garcia-Navarro M.P. and Saviron J.M., 1992. Numerical simulation of unsteady flow at open channel junctions. *Journal of hydraulic research*, 30(5).
- Gisonni C. and Hager W.H., 2002. Supercritical flow in the 90° junction manhole. *Urban water*, 4: pp. 363-372.
- Gourbesville P. and Savioli J., 2002. Urban runoff and flooding : interests and difficulties of the 2D approach, *5<sup>th</sup> International Hydroinformatics (2002)*, Cardiff, UK, pp 310-315.
- Grace, J.L. and Priest, M.S., 1958. Division of flow in Open Channel. Engineering Experiment Station, 31 pages.
- Greated, C.A., 1968. Supercritical flow through a junction. *La Houille Blanche*, Grenoble, 23(8): pp. 693-695.
- Greene R.G. and Cruise J.F., 1995. Urban watershed modeling using geographic information system. - ASCE, *Journal of water resources planning and management*, 121(4): 318-326.
- Gurram S. K. and Karki K. S., 2000. Discussion : subcritical open-channel junction flow. *Journal of Hydraulic Engineering*, 126(1): pp. 87-89.
- Gurram S. K., Karki K. S. and Hager W. H., 1997. Subcritical junction flow. *Journal of Hydraulic Engineering*, 123(5): pp. 447-455.
- Hager W. H., 1989. Supercritical flow in channel junction. *Journal of Hydraulic Engineering*, 115(5): pp. 595-616.
- Hager W.H. and Yasuda Y., 1997. Unconfined expansion of supercritical water flow. *Journal of Engineering Mechanics*, 123(5): pp. 451-457.
- Hager, W.H., 1987. Discussion on "Separation zone at open channel junctions" by Best & Reid. *Journal of Hydraulic Engineering*, 113(4): pp. 543-544.
- Hager, W.H., 1989a. Supercritical flow in channel junction. *Journal of Hydraulic Engineering*, 115(5): pp. 595-616.
- Hager, W.H., 1989b. Transitional flow in channel junctions. *Journal of Hydraulic Engineering*, 115(2): pp. 243-259.
- Hager, W.H., 1999. *Wastewater Hydraulics*. Springer-Verlag, Berlin Heidelberg New York, 628 pages.
- Haider S., Paquier A., Morel R. and Champagne J-Y., 2003. Urban flood modelling using computational fluid dynamics. *Water and Maritime Engineering*, 156(2): pp. 129-135.

- Heping H., Jianzhong G. and Yi Shen., 1999. An urban flood dynamic simulation model with GIS, *28th IAHR Conference, Graz, Austria*.
- Hervouet, J.-M., Samie, R. and Moreau, B., 2000. Modelling urban areas in dam-break flood wave numerical simulations, *RESCDAM workshop*. Finnish Environment Institute, Seinäjoki, 12 pages.
- Hingray B., 1999. Comportement et modélisation hydraulique des zones bâties en situation d'inondation : le cas des zones cloisonnées d'habitat individuel de Ouagadougou. Thèse de doctorat, *Université de Montpellier, France*, 316 pages.
- Hingray B., Cappelaere B., Bouvier B. and Desbordes M., 2000. Hydraulic vulnerability of elementary urban cell. *Journal of Hydrologic Engineering*, 5(4): pp. 402-410.
- Hsu M.-H., Chen S.-H. and Chang T.-S., 2002. Dynamic inundation simulation of storm water interaction between sewer system and overland flows. *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, 25(2): pp. 171-177.
- Hsu, C.-C., Lee, W.-J. and Chang, C.-H., 1998b. Subcritical open-channel junction flow. *Journal of Hydraulic Engineering*, 124(8): pp. 847-855.
- Hsu C.C., Tang C.J., Lee W.J. and Shieh M.Y., 2002. Subcritical 90° Equal-Width Open-channel Dividing Flow. *Journal of Hydraulic Engineering*, 128(7): pp. 716-720.
- Hsu C.C., Wu S.F. and Lee W.J., 1998a. Flow at 90° Equal-Width Open-Channel Junction. *Journal of Hydraulic Engineering*, 124(2): pp. 186-191.
- Huang, J. C., Weber, L. J., and Lai, Y. G. (2002). "Three-dimensional numerical study of flows in open-channel junctions." *Journal of Hydraulic Engineering-Asce*, 128(3), 268-280.
- Inoue K., Kawaike K. and Hayashi H., 2000. Numerical simulation models of inundation flow in urban area. *Journal of Hydrosience and Hydraulic Engineering*, 18(1): pp. 119-126.
- INSA Lyon, 1999. Manuel d'utilisation du logiciel Canoe, Laboratoire d'Hydrologie Urbaine, INSA Lyon, 397 pages.
- Ippen A.T., 1951. Mechanics of supercritical flow, 1st paper of High-velocity flow in open channels : a symposium. *Transactions, asce.*, 116: pp. 268-295.
- Ishigaki T., Keiichi T. and Kazuya I., 2003. Hydraulic model tests of inundation in urban area with underground space, *XXX IAHR Conference, Thessaloniki, Greece*, 6 pages.
- Ishigaki T., Nakagawa H. and Baba Y., 2004. Hydraulic model test and calculation of flood in urban area with underground space, *Environmental Hydraulics and Sustainable Water Management-Lee & Lam (eds) : Volume 2, Sustainable Water Management in the Asia-Pacific Region*, A.A. Balkema Publishers, pp 1411-1416.
- Ishikawa Y., Maorikawa H. and Iida M., 2002. Flood forecasting and management of underground spaces, *9<sup>th</sup> International Conference on Urban Drainage*. September 8–13, 2002, Portland, Oregon, USA.
- Iwata M., Fujiwara N., Morikawa H. and Yoo, A., 2001. Flood simulation of highly urbanized areas in Japan using MOUSE, *4th DHI Software Conference, Helsingør, Denmark*, June 6-8, 2001.
- Khan A.A., Cadavid R. and Wang S. S. Y., 2000. Simulation of channel confluence and bifurcation using the CCHE2D model. *Water and Maritime Engineering*, 142: pp. 97-102.
- Kinoshita S., Sate S. and Terayama H., 1996. Flood simulation by two dimensional tank model, *7th Conference on Urban Storm Drainage, Hannover, Germany* : pp 959-964.
- Krishnappa, G. and Seetharamiah, K., 1963. A new method for predicting the flow in a 90° branch channel. *La Houille Blanche*, 18(7): 775-778.

- Lai, J. S., Huang, L. H., Hsieh, P. C. and Lin, M. Y., 2000. Integration of models for simulating flood inundation in the urban area, *Hydroinformatics 2000*. Iowa Institute of Hydraulic Research, Iowa City, Iowa, 8 pages.
- Lakshmana\_Rao N.S. and Sridharan K., 1967. Division of flow in Open Channels. *Irrigation and Power* : pp. 393 - 407.
- Law, S.W. and Reynolds, A.J., 1966. Dividing flow in open channel. *Journal of the Hydraulics Division*, 92(HY2) : pp. 207-231.
- Lhomme J., Bouvier C., Mignot E. and Paquier A., 2005. One-dimensional GIS-based model compared to two dimensional model in urban floods simulation, 10th International Conference on Urban Drainage, Copenhagen (Danemark), 22-26 Aout 2005.
- Mark O., Weesakul S., Apirumanekul C., Aroonnet S.B. and Djordjevic S., 2004. Potential and limitations of 1D modelling of urban flooding. *Journal of Hydrology*, 299: pp. 284-299.
- Mascarenhas F.C.B. and Miguez M.G., 2002. Urban flood control through a Mathematical Cell Model. *Water international*, 27(2): 208-218.
- Merlin P. and Choay F., 2000. Dictionnaire de l'urbanisme et de l'aménagement. PUF, Paris, 902 pages.
- Mignot E. and Paquier A., 2003a. Impact - Flood propagation case study - The model city flooding experiment, 3rd IMPACT Workshop (EU-funded research project on Investigation of Extreme Flood Processes and Uncertainty), Louvain La Neuve, Belgium. 5-7 November 2003, 23 pages.
- Mignot E. and Paquier A., 2003b. Impact - Flood propagation. Isolated building test case, 3rd IMPACT Workshop (EU-funded research project on Investigation of Extreme Flood Processes and Uncertainty), Louvain La Neuve, Belgium, 5-7 November 2003, 25 pages.
- Mignot E. and Paquier A., 2004. Impact-Flood propagation case study. The flooding of Sumacárcel after Tous Dam Break. Cemagref's modelling, 4th IMPACT Workshop (EU-funded research project on Investigation of Extreme Flood Processes and Uncertainty), Zaragoza, Spain, 3-5 November 2004, 7 pages.
- Mignot E., Paquier A. and Ishigaki T., 2005. Comparison of numerical and experimental simulations of a flood in a dense urban area, 10th International Conference on Urban Drainage, Copenhagen (Danemark), 22-26 Aout 2005.
- Nania L. S., 1999. Metodologia numérico-experimental para el analisis del riesgo asociado a la escorrentia pluvial en una red de calles. PhD thesis, Universitat politècnica de Catalunya, Barcelona.
- Nania L. S., Gomez M. and Dolz J., 2004. Experimental study of the dividing flow in steep street crossings. *Journal of Hydraulic Research*, 42(4): pp. 406-412.
- Neary V.S., Sotiropoulos F. and Odgaard A.J., 1999. Three-dimensional numerical model of lateral-intake inflows. *Journal of Hydraulic Engineering*, 125(2): pp. 126-140.
- Neary V.S. and Odgaard A.J., 1993. Three-dimensional flow structure at open-channel diversions. *Journal of Hydraulic Engineering*, 119(11).
- Neppel L., Bouvier C., Vinet F. and Desbordes M., 2002. Changement climatique et inondations : quelques éléments de réflexion pour le Languedoc-Roussillon, Inondations en France, Agropolis, Montpellier, Decembre 2002.
- Nie L., Schilling W. and Saegrov S., 2004. Urban flooding models and flooding risk analysis, International Conference on Urban Drainage Modelling, Dresden, pp. 125-133.
- Nkemdirim L.C. and Kendrick K.J., 1996. Simulated interior floods and the flood experience in urban communities. *Environmental Management*, 20(1): pp. 99-111.
- Nougaro J. and Boyer P., 1974. Sur la séparation des eaux dans les dérivations de canaux à section rectangulaire. *La Houille Blanche*, 3.

- Nougaro J., Boyer P. and Laria J., 1975. Comportement d'une déviation de canaux lorsque les biefs aval sont pourvus de retenues. *La Houille Blanche*, 4.
- Paquier A., 1995. Modélisation et simulation de la propagation de l'onde de rupture de barrage (Modelling and simulating the propagation of dam-break wave). PhD Thesis, *Université Jean Monnet de Saint Etienne*, 215 pages.
- Paquier A., Tanguy J.M., Haider S. and Zhang B., 2003. Estimation des niveaux d'inondation pour une crue éclair en milieu urbain : comparaison de deux modèles hydrodynamiques sur la crue de Nîmes d'octobre 1988 (Estimation of the flood levels for a flash flood in urban area : the example of the 1988's Nîmes flood). *Revue des Sciences de l'Eau*, 16(1): pp. 79-102.
- Pointereau P. and Garreau D., 2004. Comportement d'un carrefour urbain en cas d'inondation sévère, *Projet de fin d'étude de l'INSA de Lyon*.
- Ramamurthy, A.S. and Satish, M.G., 1988. Division of flow in short open channel branches. *Journal of Hydraulic Engineering*, 114(4): pp. 428-438.
- Ramamurthy, A.S., Carballada, L.B. and Tran, D.M., 1988. Combining open channel flow at right angled junctions. *Journal of Hydraulic Engineering*, 114(12): pp. 1449-1460.
- Ramamurthy, A.S., Tran, D.M. and Carballada, L.B., 1990. Dividing flow in open channels. *Journal of Hydraulic Engineering*, 116(3): pp. 449-455.
- Ranga Raju K.G., Asawa, G.L. and Mishra, H.K., 2000. Flow-establishment length in rectangular channels and ducts. *Journal of Hydraulic Engineering, ASCE*, 126(7): pp. 533-539.
- Reiter P., 2000. Considerations on urban areas and floating debris in dam-break flood modelling, *Rescdam Seminar*, Session 2, Mathematical and physical modelling to simulate a dam-break flood, Seinäjoki.
- Renouf E., 2004. Modélisation couplée du modèle hydraulique de surface et du réseau d'assainissement dans le cas de la ville d'Oullins, *Projet de fin d'études de l'ENSHMG au Cemagref Lyon*.
- Renouf E., Paquier A. and Mignot E., 2005. Assessment of the exchanges between sewage network and surface water during flooding of the town of Oullins, *10th International Conference on Urban Drainage, Copenhagen, Denmark, 21-26 August 2005*. 8 pages.
- Rice C.E., 1985. Open channel junctions with supercritical flow. *U.S. Department of Agriculture*: 34 pages.
- Rivière N. and Perkins R.J., 2004. Supercritical flow in channel intersections, Proc. of the 2nd international conference on fluvial hydraulics. Grecco, Carravetta and Della Morte Eds, *River Flow 2004, Napoli, Italy, 23-25 June 2004*, pp. 1073-1077.
- Rivière N., Perkins R.J. and Mignot E., 2005. Flow in a four branch channel intersection - A comparative study of subcritical and supercritical regimes., *XXXI IAHR Congress, Seoul, Korea, 11-16 September 2005*, 10 pages.
- Rodriguez, F., 1999. *Ph-D Thesis* : Intérêt des banques de données urbaines pour l'hydrologie. Détermination des fonctions de transfert de bassins versants urbains, *INPG, Grenoble*, 200 pages.
- Schmitt T. G., Thomas M. and Etrich N., 2004. Analysis and modeling of flooding in urban drainage systems. *Journal of Hydrology*, 299: pp. 300-311.
- Schwalt M. and Hager W. H., 1995. Experiments to supercritical junction flow. *Experiments in fluids*, 18: pp. 429-437.
- Shabayek S., Steffler P. and Hicks F., 2002. Dynamic model for Subcritical Combining flows in channel Junctions. *Journal of Hydraulic Engineering*, 128(9): pp. 821-828.
- Shettar A.S. and Murthy K. K., 1996. A numerical study of division of flow in open channels. *Journal of Hydraulic Research*, 34(5): pp. 651-675.



- Soares Frazao S., Noël B. and Zech Y., 2004. Experiments of dam-break flow in the presence of obstacles, *River Flow 2004 conference proceedings, Naples, Italy, 23-25 June 2004*.
- Souleau M., 2000. Risque hydrologique en milieu urbain, Centre d'Etudes Techniques de l'Équipement du Sud-Ouest, Bordeaux.
- Sridharan K. and Lakshmana\_Rao N.S., 1966. Division and Combination of flow in open channels. *J. Inst. enrg, 46(7)*: pp. 337-356.
- Tanguy J.M., Al Mikdad O. and Zhang B., 2001. Risque hydrologique pluvial urbain. Un outil de simulation des écoulements superficiels. *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées, 232*: pp. 85-97.
- Taylor, E.H., 1944. Flow characteristics at rectangular open-channel junctions. *Transactions, asce*.
- Webber N.B. and Greated C.A., 1966. An investigation of flow behaviour at the junction of rectangular channels. *Proceedings of the Institution of civil Engineers, London, England, 34*: pp. 312-334.
- Weber, L.J., Schumate, E.D. and Mawer, N., 2001. Experiments on flow at a 90° open-channel junction. *Journal of Hydraulic Engineering, 127(5)*: pp. 340-350.
- Weng Q., 2001. Modeling urban growth effects on surface Runoff with the integration of remote sensing and GIS. *Environmental Management, 28(6)*: pp. 737 - 748.
- Yen B.C., 2002. Open Channel Flow Resistance. *Journal of Hydraulic Engineering, 128(1)*: pp. 20-39.
- Zech Y., Sillen X., Debources C. and Van Hauwaert A., 1994. Rainfall-runoff modelling of partly urbanized watersheds : comparison between a distributed model using GIS and other models sensitivity analysis. *Water Science and Technology, 29(1-2)*: pp. 163-170.

## *Table des illustrations*

### **Chapitre I : Les types d'inondation urbaine et leur modélisation dans la littérature**

Figure I. 1 : Ecoulement de l'eau en ville suite à une pluie intense (Iwata M. et al., 2001) .....	19
Figure I. 2 : débordement d'un réseau d'assainissement durant l'inondation du 3 octobre 1988 à Nîmes (provenance de (Bonneaud S., 2002)) .....	24
Figure I. 3 : Carte des hauteurs d'eau maximales observées durant l'inondation de Florence (Italie) en 1966 d'après (Braschi G. et al., 1989).....	25
Figure I. 4 : Répartition de la pluie sur les rues bordant une parcelle (Nania, 1999).....	25
Figure I. 5 : Maillage des réseaux de rue : prise en compte de chaque rue et jonction selon (Calenda G. et al., 2003) à gauche et simplification du réseau (Inoue K. et al., 2000) à droite .....	26
Figure I. 6 : Mécanismes d'échange de débit entre le réseau et la surface selon (Djordjevic S. et al., 2004) .....	28
Figure I. 7 : Fonctionnement du stockage des débits débordant du réseau dans des réservoirs artificiel selon (Boonya-aroonnet S. et al., 2002) à gauche et (Nie L. et al., 2004) à droite.....	28
Figure I. 8 : Mécanisme de transfert d'un débit débordé à un avaloir au débit entrant dans un avaloir aval selon (Nie L. et al., 2004) à gauche et (Hsu M.-H. et al., 2002) a droite. ....	29
Figure I. 9 : Schéma d'ouverture d'un îlot suivant une façade. ....	29
Figure I. 10 : Définition du coefficient d'invasion selon (Inoue K. et al., 2000).....	30
Figure I. 11 : Inondation d'un escalier du métro de la ville de Fukuoka (Japon) en 1999 (gauche) et chemin emprunté par l'eau pour inonder un centre commercial souterrain (droite) selon (Ishikawa Y. et al., 2002).....	31

### **Chapitre II : Illustration des capacités et limites d'un code 2D à simuler des inondations urbaines**

Figure II. 1: Diagramme de Moody corrigé montrant le comportement de $f$ dans les canaux ouverts vis-à- vis de $R_e$ et de $2R_h/K_s$ (où $R_h$ peut être remplacé par $h$ ) .....	38
Figure II. 2: Schéma du cas expérimental "Bâtiment isolé" .....	40
Figure II. 3 : Comparaison des champs de vitesse calculés (a) et mesurés (b) à $t=1s$ , $t=5s$ et $t=10s$ autour du bâtiment isolé. Ici $x=0$ correspond à l'abscisse de la vanne. Certaines zones du (b) sont non renseignées du fait des incertitudes de mesure trop importantes.....	41
Figure II. 4: Vitesses d'écoulement calculées à $t=5s$ annoté des principales structures d'écoulement observées autour du bâtiment isolé. ....	42
Figure II. 5 : Schéma et photo du modèle physique "Modèle de ville".....	43
Figure II. 6 : Champs de hauteur d'eau (1) et de vitesse (2) au pic de la crue sur le modèle de ville avec la configuration des blocs alignés (a) et des blocs décalés (b).....	44
Figure II. 7 : Comparaison des hauteurs d'eau calculées et mesurées au sein de la zone urbaine simplifiée aux points S6 et S7 dans la configuration des blocs alignés .....	45
Figure II. 8 : Schéma annoté et photographie du modèle physique de ville de Kyoto.....	47
Figure II. 9 : Schéma explicatif du maillage des rues et d'un carrefour .....	48
Figure II. 10 : Zone inondée mesurée (a) et calculée par le code de calcul (b) au bout de 180 secondes d'expérience sur le domaine d'étude avec l'hydrogramme d'origine. ....	49
Figure II. 11 : Hydrogramme d'entrée de l'eau dans le modèle physique fourni par l'expérimentateur (M Ishigaki) et testé numériquement .....	50
Figure II. 12 : Zone inondée mesurée (a) et calculée par le code de calcul (b) au bout de 180 secondes d'expérience avec le 2° hydrogramme testé.....	50
Figure II. 13 : Comparaison des hauteurs d'eau mesurées et calculées au niveau des 8 capteurs à ultrason lors du régime permanent .....	51

Figure II. 14 : Comparaison des limnigrammes calculé avec le code et mesuré expérimentalement au Capteur 6 .....	51
Figure II. 15 : Comparaison des débits Q mesurés et calculés dans les principales rues aval lors du régime permanent.....	52
Figure II. 16 : Vue aérienne de la vallée comprenant le barrage Tous et la ville de Sumacarcel (à gauche) et reste du barrage suite à sa rupture (à droite).....	53
Figure II. 17 : Calcul de l'inondation sur l'ensemble du domaine.....	54
Figure II. 18 : Zone inondée calculée (en noir) sur le domaine restreint (gauche) et zoom autour de la ville (droite).....	55
Figure II. 19 : Comparaison des niveaux d'eau maximum calculés et des niveaux des laisses de crue correspondantes (sur lesquelles est placée la barre d'erreur de la mesure).....	56
Figure II. 20 : Zone inondée dans le quartier de la grenouillère suite à la simulation de l'événement d'inondation de surface .....	58
Figure II. 21 : Limnigramme calculé par le code Rubar20 confronté à la laisse de crue mesurée au point L1. ....	58
Figure II. 22 : Zone inondée calculée par le modèle de surface seul .....	60

### **Chapitre III : Etude expérimentale des écoulements en jonction de canaux en régime torrentiel**

Figure III. 1 : Photo de l'installation expérimentale .....	69
Figure III. 2 : Schéma du modèle physique .....	70
Figure III. 3 : Schéma du modèle physique et principales notations des caractéristiques des écoulements.....	70
Figure III. 4 : Schéma présentant la méthode de mesure de l'angle du ressaut oblique .....	74
Figure III. 5 : Comparaison entre l'angle de ressaut oblique prédit par (Ippen A.T., 1951) et les angles de ressaut mesurés expérimentalement avec ( $\diamond$ ) $\beta_{théorique}$ , ( $\blacksquare$ ) $\beta_{crête}$ et ( $\bullet$ ) $\beta_{pied}$ .....	75
Figure III. 6 : Présentation des Type I (a), Type II (b) et Type III (c) avec (---) = ressaut droit et (___) = ressaut oblique.....	76
Figure III. 7 : Détail d'un écoulement en Type I .....	77
Figure III. 8 : Détail d'un écoulement en Type II .....	77
Figure III. 9 : Types d'écoulement pour des nombres de Froude faibles ( $Fr \sim 2$ ). (a) Type I et (b) Type II.....	79
Figure III. 10 : Schéma du Type III.....	79
Figure III. 11 : Distance entre le ressaut droit et la jonction en fonction du rapport des impulsions: ( $\blacksquare$ ) Ressaut au sein de la branche amont 'x'; ( $\diamond$ ) Ressaut au sein de la branche amont 'y' pour le Type I avec $S_x=S_y=1\%$ .....	80
Figure III. 12 : Distance entre le ressaut droit et la jonction en fonction du rapport des débits amonts : ( $\blacksquare$ ) Ressaut au sein de la branche amont 'x'; ( $\diamond$ ) Ressaut au sein de la branche amont 'y' pour le Type I avec $S_x=S_y=1\%$ .....	81
Figure III. 13 : Structures d'écoulement en Type II régime 3 (à gauche) et champ de hauteurs d'eau mesuré pour le cas $C_{23}$ (à droite).....	82
Figure III. 14 : Structure d'écoulement en Type II régime 2.....	83
Figure III. 15 : Champ de hauteur d'eau mesuré pour le cas $C_{22}$ .....	83
Figure III. 16 : Structure d'écoulement en Type II régime 1.....	84
Figure III. 17 : Champ de hauteurs d'eau mesuré pour le cas $C_{21}$ .....	85

Figure III. 18 : Evolution de l'angle du ressaut oblique $\beta$ en fonction du rapport $M_x/M_t$ avec $S_x=S_y=5\%$ .....	86
Figure III. 19 : Distance entre le ressaut droit et la section d'entrée de la jonction en Type II pour $S_x=5\%$ $S_y=1\%$ : (?) = Ressaut droit dans la branche amont 'x'; ( $\emptyset$ ) = Ressaut droit dans la branche amont 'y'; pour $S_x=S_y=5\%$ : (*) = Ressaut droit dans la branche amont 'x'.....	86
Figure III. 20 : Structure d'écoulement en Type III.....	87
Figure III. 21 : Champ de hauteur mesuré pour le cas $C_3$ .....	88
Figure III. 22 : Champ de hauteur d'eau mesuré pour le cas $C_1$ .....	89
Figure III. 23 : Réflexions de l'onde de déviation et du ressaut oblique dans les canaux aval pour le cas $C_{21}$ .....	90
Figure III. 24 : Bourrelet déferlant à proximité du coin C.....	91
Figure III. 25 : Modèle de séparation des types d'écoulements proposé par (Nania L. S. et al., 2004).....	92
Figure III. 26 : Modèle géométrique de distribution des débits T3a.....	94
Figure III. 27 : Volume de contrôle du modèle T3b.....	95
Figure III. 28 : Validation du modèle T3a : comparaison des débits aval $Q_{sx}$ prédits et mesurés expérimentalement. (...) = ligne de $\pm 15\%$ d'erreur.....	97
Figure III. 29 : Modèle géométrique de répartition des écoulements T2r1a.....	98
Figure III. 30 : Volume de contrôle du modèle T2r1b.....	98
Figure III. 31 : Comparaison entre les débits de sortie prédits (modèle T2r1) et mesuré $Q_{sx}$ . (□)=lignes à $\pm 10\%$ .....	101
Figure III. 32 : Comparaison entre l'angle $\beta_x$ mesuré et prédit par le modèle T2r1b en TypeII (□)=lignes à $\pm 5^\circ$ .....	102
Figure III. 33 : Structure d'écoulement en Type II régime 3.....	103
Figure III. 34 : Comparaison entre les débits de sortie majoritaires $Q_{sx}$ mesuré et prédit à l'aide du modèle T2r3 (Eq.18); (---) = ligne à $\pm 2\%$ .....	104
Figure III. 35 : Relation empirique de répartition des écoulements en Type I: $Q_{sy}/Q_{ex}$ en fonction de $Q_{ey}/Q_{ex}$ et données de validation de (Nania L. S., 1999).....	105

#### **Chapitre IV : Calcul des écoulements expérimentaux à l'aide du code 2D**

Figure IV. 1 : Histogramme des coefficients de Strickler équivalents calculés dans la jonction par la formule (1) pour une configuration expérimentale calculée avec le code 2D.....	114
Figure IV. 2 : Vecteurs vitesse d'un écoulement caractéristique de configuration 1 entrée / 3 sorties avec le champ de hauteur d'eau en arrière plan.....	117
Figure IV. 3 : Comparaison des débits latéraux mesurés et calculés avec les deux densités de maillages dans la configuration 1 entrée / 3 sorties.....	117
Figure IV. 4 : Comparaison des débits aval majoritaires $Q_{sx}$ calculés et mesurés par configurations de pente : (a) $S_x=S_y=5\%$ , (b) $S_x=S_y=3\%$ , (c) $S_x=S_y=1\%$ , (d) $S_x=5\%$ $S_y=1\%$ ,.....	119
Figure IV. 5 : Comparaison des angles de ressaut oblique (a) et positionnement des ressauts droits (b) calculés par le code et observés expérimentalement pour les pentes $S_x=S_y=5\%$ .....	121
Figure IV. 6 : Erreurs $E_{QT}$ de répartition des débits en fonction du type d'écoulement pour $S_x=S_y=5\%$ .....	121
Figure IV. 7 : Effet de la sous-estimation du ressaut oblique $\beta$ de l'écoulement majoritaire par le code sur le calcul de répartition des débits en Type III pour $S_x=S_y=5\%$ .....	122
Figure IV. 8 : Comparaison des distances entre les ressauts droits et la jonction calculés par le code et observés expérimentalement pour les pentes $S_x=5\%$ $S_y=1\%$ .....	123
Figure IV. 9 : Erreurs $E_{QT}$ de répartition des débits en fonction du type d'écoulement pour les configurations $S_x=5\%$ $S_y=1\%$ .....	123
Figure IV. 10 : Comparaison des distances entre les ressauts droits et la jonction calculés par le code et observés expérimentalement pour les pentes $S_x=S_y=1\%$ .....	124

Figure IV. 11 : Erreurs $E_{QT}$ de répartition des débits en fonction du type d'écoulement pour les configurations $S_x=S_y=1\%$ .....	124
Figure IV. 12 : Erreurs $E_{QT}$ de répartition des débits en fonction du type d'écoulement pour les configurations $S_x=S_y=3\%$ .....	125
Figure IV. 13 : Vecteurs vitesses et structure de l'écoulement calculés pour le cas $C_{22}$ en affinant le maillage.....	128
Figure IV. 14 : Carte des nombres de Froude dans la jonction calculés pour le cas $C_{22}$ en affinant le maillage.....	129
Figure IV. 15 : Champs de hauteurs d'eau mesurés (a) et calculés avec le code 2D (b) en mm pour chacun des 5 cas du Tableau IV. 5.....	132
Figure IV. 16 : Evolution temporelle du débit latéral $Q_{sy}$ à l'aval de la jonction pour les 5 cas étudiés.....	135
Figure IV. 17 : Carte des Strickler équivalents calculés après convergence du calcul pour les 5 cas étudiés.....	137
Figure IV. 18 : Comparaison des débits aval $Q_{sx}$ mesurés et calculés avec les quatre formules de frottement pour les 5 cas étudiés.....	140
Figure IV. 19 : Comparaison des erreurs de prédiction des débits aval par rapport aux débits mesurés expérimentalement pour les différentes configurations de pentes et formules de débit.....	141
Figure IV. 20 : Champs de hauteur d'eau mesuré (Expé) et calculés pour le cas $C_{22}$ avec les quatre densités de maillage testées M1 à M4.....	145
Figure IV. 21 : Influence de la densité de maillage sur la valeur de l'erreur quadratique moyenne $\varepsilon$ .....	146
Figure IV. 22 : Débit aval majoritaire $Q_{sx}$ calculé avec l'ensemble des maillages testés et mesuré expérimentalement pour les 5 cas étudiés.....	147
Figure IV. 23 : Localisation des points d'étude aux quatre coins de la jonction.....	149
Figure IV. 24 : Mesure (Expé) et calculs des hauteurs d'eau calculée à proximité des coins du carrefour pour les 4 densités de maillage utilisées (M1, M2, M3 et M4).....	150
Figure IV. 25 : Erreur absolue de prédiction des hauteurs d'eau aux coins de la jonction en fonction de la densité de maillage utilisée : $Abs(\text{hauteur}_{\text{calculée}}-\text{hauteur}_{\text{mesurée}})$ et en dernier groupe à droite rappel de l'erreur quadratique moyenne sur la prédiction du champs de hauteur d'eau sur la jonction.....	150
Figure IV. 26 : Comparaison des champs de hauteur d'eau calculés avec le cas de référence ("ref" avec un coefficient de Strickler $K=115 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ ) et avec un maillage longitudinal moins dense au sein des branches de la jonction ("longi") pour 4 des cas étudiés.....	152
Figure IV. 27 : Comparaison des débits aval majoritaires $Q_{sx}$ calculés avec le cas de référence ("ref" avec un coefficient de Strickler $K=115 \text{ m}^{1/3}\text{s}^{-1}$ ) et avec un maillage longitudinal moins dense au sein des branches de la jonction ("longi") pour 4 des cas étudiés.....	153
Figure IV. 28 : Effet de l'introduction des paramètres sur les champs de hauteur d'eau calculés et comparaison avec l'écoulement calculé avec la configuration de référence et l'écoulement mesuré expérimentalement.....	157
Figure IV. 29 : Valeurs du débit aval majoritaire $Q_{sx}$ calculé avec les différents jeux de paramètres. Remarquons que le Param11 ne permet pas de stabiliser les valeurs de débit en sortie.....	159
Figure IV. 30 : Mesure (expé) et calculs des hauteurs d'eau à proximité des coins du carrefour pour le cas de référence et les jeux de paramètres présentés au paragraphe précédent (Param 1 à 11) ..	160
Figure IV. 31 : Erreur absolue de prédiction des hauteurs d'eau aux coins de la jonction en fonction du jeu de paramètres utilisé : $Abs(\text{hauteur}_{\text{calculée}}-\text{hauteur}_{\text{mesurée}})$ .....	161

Figure IV. 32 : Champs de hauteur mesuré expérimentalement et calculés avec le cas de référence et trois jeux de paramètres testés.....	162
Figure IV. 33 : Valeurs du débit aval majoritaire $Q_{sx}$ calculé avec les différents jeux de paramètres pour le cas $C_3$ .....	163
Figure IV. 34 : Mesure (Expé) et calcul des hauteurs d'eau aux coins de la jonction en fonction du jeu de paramètres utilisé pour le cas $C_3$ .....	163

## **Chapitre V : Modélisation des écoulements dans un carrefour à quatre branches en conditions réelles**

Figure V. 1 : Schéma du carrefour sélectionné et localisation des conditions limites amont et aval...	170
Figure V. 2 : Ecoulement permanent du "carrefour isolé" calculé avec le code 2D : (a)=Champ de hauteur d'eau, (b)=Carte des vecteurs vitesse et (c)=Carte des régimes d'écoulements.....	175
Figure V. 3: Ecoulement calculé au pic de la simulation de l'inondation du 3 octobre 1988 à Nîmes (en régime transitoire) dans le carrefour étudié : Champ de hauteurs d'eau (a) et carte des nombres de Froude (b) dans la jonction.....	176
Figure V. 4 : Comparaison des structures d'écoulement en (ou proche du) Type II régime 1 avec écoulement amont à nombre de Froude faible (a) et fort (b).....	178
Figure V. 5 : Champ de hauteur calculé pour le "carrefour isolé affiné" (avec le maillage longitudinal affiné dans les rues).....	182
Figure V. 6 : Comparaison des résultats des calculs pour le "carrefour isolé" et le "carrefour à topographie réelle" : champ de hauteurs d'eau, de niveau d'eau, carte des nombres de Froude et débits aval prédits.....	185
Figure V. 7 : Champs de hauteur d'eau calculés en considérant la topographie réelle à l'aide des trois maillages considérés : (a) = maillage 1, (b) = maillage 2 et (c) = maillage 3. ....	187
Figure V. 8 : Présentation des maillages 1 (en gras) et des maillages 2 (pointillés a) et 3 (pointillés b). Les croix grises indiquent les mailles considérées dans le cas "Centre div 3".....	188
Figure V. 9 : Localisation des différences entre les champs de hauteur d'eau prédits par les calculs utilisant les maillages 1 et 3 (retranscrit sur la grille du maillage 1).....	190
Figure V. 10 : Localisation des points d'étude aux quatre coins du carrefour.....	191
Figure V. 11 : Localisation des 3 mailles encadrant chaque coin du carrefour pour le maillage du "carrefour isolé affiné".....	193

## **Chapitre VI : Capacités du modèle bidimensionnel à simuler un événement réel d'inondation urbaine**

Figure VI. 1 : Description du quartier "Richelieu". Les rues colorées en gras sont celles considérées dans le maillage, les flèches nommées S représentent les sorties aval du domaine.....	19
Figure VI. 2 : Passage sous le remblai amont constituant l'entrée Est du domaine (Photo prise en mars 2005).....	19
Figure VI. 3 : Profil de rue à 11-points.....	20
Figure VI. 4 : Hydrogrammes d'entrée Est et Ouest de la zone d'étude pour l'inondation de 1988 calculés par (BCEOM et al., 2004). ....	20
Figure VI. 5 : Répartition des débits dans les différentes rues de sortie aval.....	20
Figure VI. 6 : Régimes d'écoulement torrentiel et fluvial calculés au pic de la crue.....	20
Figure VI. 7 : Hauteur d'eau calculée au pic de la crue.....	20
Figure VI. 8 : Schéma de localisation des mailles de comparaison dans les rues et les carrefours.....	20

Figure VI. 9 : Carte de comparaison entre les hauteurs d'eau maximales calculées et les laisses de crue avec $dh = H_{max_{calculée}} - H_{max_{mesurée}}$ .....	206
Figure VI. 10 : Histogramme des erreurs de prédiction des hauteurs d'eau maximales .....	207
Figure VI. 11 : Localisation des 8 mailles bordant les coins du carrefour C2 .....	208
Figure VI. 12 : Evolution des hauteurs d'eau calculées aux 8 mailles K1 à K8 durant l'événement ainsi que l'hydrogramme d'entrée Est. ....	208
Figure VI. 13 : Carte de positionnement des laisses de crue fournie par la DDE du Gard suite à l'événement du 3 octobre 1988 avec $Z_s$ = Altitude locale du sol et $p_{he}$ = "plus hautes eaux" ....	209
Figure VI. 14 : Ecoulement particulièrement "chahuté" à Nîmes le 3 octobre 1988 (provenance de (Bonneaud S., 2002)).....	211
Figure VI. 15 : Limnigrammes au point P1 (Figure VI. 1) pour différents jeux de paramètres. ....	212
Figure VI. 16 : Portail d'entrée de la caserne, considéré perméable dans le calcul du Cas 1C (Photo prise en mars 2005). ....	215
Figure VI. 17 : Débits quittant le domaine d'étude par les 11 rues de sortie selon les résultats du calcul de référence et le calcul considérant un frottement augmenté : $n=0.033 \text{ s.m}^{-1/3}$ .....	216
Figure VI. 18 : Rue étroite située dans la zone Centre du quartier Richelieu à Nîmes (Photo prise en mars 2005).....	218
Figure VI. 19 : (a)=Comparaison des débits transitant dans les rues de sortie entre le cas de référence et le Cas 3A. (b)=Différences de hauteurs d'eau maximale calculées aux mailles de comparaison entre le cas de référence et le Cas 3A (en pointillé : les limites du domaine d'étude).....	219
Figure VI. 20 : Différences de hauteurs d'eau maximale calculées aux mailles de comparaison entre le cas de référence et le Cas 3B (en pointillé : les limites du domaine d'étude). ....	220
Figure VI. 21 : Augmentation de hauteur d'eau de $h_1$ à $h_2$ en utilisant un profil de rue horizontal.....	220
Figure VI. 22 : Comparaison des débits dans les rues de sortie entre le cas de référence et le Cas 4A.....	221
Figure VI. 23 : Régime d'écoulement (1) et champ de hauteurs d'eau (2) calculés au pic de la crue à l'intersection C1 pour le calcul de référence.....	222
Figure VI. 24 : Régime d'écoulement (1') et champ de hauteurs d'eau (2') calculés au pic de la crue à l'intersection C1 pour le calcul Cas 4A (sections de rue horizontales).....	222
Figure VI. 25 : Régime d'écoulement au pic de la crue au carrefour C2 avec $\blacksquare$ =Froude >1 et $\blacksquare$ =Froude <1 : (a) : Topographie réelle et (b) : Topographie simplifiée (jonction plane et profils de rues horizontaux) .....	223
Figure VI. 26 : Variabilité spatiale des hauteurs d'eau au carrefour C2 au pic de la crue avec $\blacksquare$ $h < 0.8 \text{ m}$ ; $\blacksquare$ $0.8 < h < 1.1 \text{ m}$ ; $\blacksquare$ $h > 1.1 \text{ m}$ . : (a) : Topographie réelle et (b) : Topographie simplifiée.....	224
Figure VI. 27 : Ecoulement à un carrefour de Nîmes durant la crue de 1988 (provenant de (Bonneaud S., 2002)) .....	224
Figure VI. 28 : Ecoulements au carrefour entre les rues Faita et Sully à Nîmes le 3 octobre 1988 (Photo prise par un riverain). ....	225
Figure VI. 29 : Comparaison des débits dans les rues de sortie entre le cas de référence et le Cas 4B .....	226
Figure VI. 30 : Création d'un embâcle de véhicules dans une rue de Nîmes photographiée suite à l'inondation du 3 octobre 1988 (provenance de (Desbordes et al., 1989)) .....	227
Figure VI. 31 : Profils simplifiés à 7- 5- et 4-points par section.....	229
Figure VI. 32 : Comparaison entre laisses de crue et hauteurs d'eau maximales calculées pour les cas de référence et 6C lorsque seule une petite zone de la jonction est en régime torrential .....	230
Figure VI. 33 : Comparaison entre la distribution des débits dans les rues de sortie pour le cas de référence et dans le Cas 6C. ....	230
Figure VI. 34 : Modification de l'organisation du maillage en passant du cas de référence au Cas 6D.....	231

Figure VI. 35 : Différence d'estimation des hauteurs d'eau maximales ( $h_{\max_{\text{calculé}}} - h_{\max_{\text{mesuré}}}$ ) aux mailles de comparaison et gamme d'erreur obtenue lors de l'étude de sensibilité (classées par surestimation croissante).....	23
Figure VI. 36 : Hydrogrammes de la crue de septembre 2002 après soustraction des capacités des réseaux.....	23
Figure VI. 37 : Comparaison entre les hauteurs d'eau maximales calculées et les laisses de crue relevées suite à l'événement de 2002. ....	23

**Annexe Chapitre I : Résumé des études de simulation d'inondations urbaines disponibles dans la littérature**

Figure AnnexeI 1 : Parcours de l'écoulement de la parcelle à l'exutoire, (Nkemdirim L.C. and Kendrick K.J., 1996), after Hoggan 1987. ....	250
Figure AnnexeI 2 : Section de rue schématisée (Nania, 1999).....	252
Figure AnnexeI 3 : Ecoulement de l'eau dans le modèle (Djordjevic S. et al., 1999).....	252
Figure AnnexeI 4 : La structure du modèle proposé par (Iwata M. et al., 2001).....	255
Figure AnnexeI 5 : Les différentes cellules de la colline à la rivière (Mascarenhas F.C.B. and Miguez M.G., 2002).....	256
Figure AnnexeI 6 : Représentation d'un domaine d'étude selon la classification de (Mascarenhas F.C.B. and Miguez M.G., 2002).....	257
Figure AnnexeI 7 : Carte des hauteurs d'eau calculées suite à un débordement de réseau suivant (Schmitt T. G. et al., 2004). ....	260

**Annexe Chapitre III : Etude bibliographique. Description et modélisation analytique des écoulements dans les carrefours** *Résumé des études de simulation d'inondations urbaines disponibles dans la littérature*

Figure AnnexeIII. 1 : Schéma simple d'une confluence et d'une séparation.....	263
Figure AnnexeIII. 2 : Description des écoulements tridimensionnels à une confluence selon Weber et al., 2001.....	267
Figure AnnexeIII. 3 : Schéma général et notations utilisées pour décrire la confluence à 3 branches	267
Figure AnnexeIII. 4 : Description des écoulements secondaires apparaissant aux confluences selon (Weber et al., 2001) avec $y^*$ l'axe transversal du canal principal et $z^*$ l'axe vertical. ....	270
Figure AnnexeIII. 5 : Présentation des notations et du volume de contrôle utilisé pour la mise en place des modèles analytiques en confluence.....	271
Figure AnnexeIII. 6 : Schéma général et notations utilisées pour décrire la séparation à 3 branches .	277



Figure AnnexeIII. 7 : Description des écoulements tridimensionnels à une bifurcation selon (Neary V.S. et al., 1999).....	278
Figure AnnexeIII. 8 : Relation entre l'angle de déviation $\theta$ et l'angle du ressaut oblique $\beta$ d'après (Ippen A.T., 1951).....	284
Figure AnnexeIII. 9 : Description des champs de vitesse et de la structure des écoulements apparaissant à la confluence de deux écoulements torrentiels selon (Hager, 1989a).....	285
Figure AnnexeIII. 10 : Réflexion des écoulements sur les parois de la branche aval et présentation du volume de contrôle du modèle de (Greated, 1968) .....	288
Figure AnnexeIII. 11 : modèle de distribution des écoulements dans les rues aval à un carrefour à quatre branches proposé par (Nania L. S. et al., 2004).....	290
Figure AnnexeIII. 12 : Scéma du modèle physique de (Rivière N. and Perkins R.J., 2004).....	291

## Annexe Chapitre IV

Figure AnnexeIV. 1: Analyse des écoulements calculés par le code 2D pour les cas $C_1$ , $C_{21}$ , $C_{22}$ , $C_{23}$ et $C_3$ en utilisant le maillage M1 avec $dx=dy=0.5$ cm et un coefficient de frottement de Strickler constant $K=115m^{1/3}s^{-1}$ .....	294
Figure AnnexeIV. 2 : Analyse des écoulements calculés par le code 2D pour les cas $C_1$ , $C_{21}$ , $C_{22}$ , $C_{23}$ et $C_3$ en utilisant le maillage M3 et les formules de frottement (1) du Chapitre IV (Yen, 2002) notée "Yen", un coefficient de Strickler constant de $K=100 m^{1/3}s^{-1}$ , de $K=115 m^{1/3}s^{-1}$ et enfin la configuration K100&115 qui considère un frottement $K=100 m^{1/3}s^{-1}$ dans la jonction et $K=115 m^{1/3}s^{-1}$ dans les branches.....	297
Figure AnnexeIV. 3: Comparaison des indicateurs $E_{QT}$ (donnant la qualité de prédiction de répartition de débits par rapport aux mesures de débit expérimentales) déterminés pour les calculs utilisant trois formules de frottement (équation (1) du Chapitre IV (Yen, 2002) notée "Yen", $K =100 m^{1/3}s^{-1}$ et $K=115 m^{1/3}s^{-1}$ ) sur l'ensemble des écoulements étudiés répartis par configuration de pente et type d'écoulement. ....	299
Figure AnnexeIV. 4 : Champs de hauteur d'eau calculés pour les 5 cas étudiés avec les 4 densités de maillage, en utilisant les paramètres de la configuration de référence et la formule de frottement $K=115 m^{1/3}s^{-1}$ .....	304

## **Table des Tableaux**

### **Chapitre III : Etude expérimentale des écoulements en jonction de canaux en régime torrentiel**

Tableau III. 1 : Liste des mesures relevées durant la campagne de mesure expérimentale .....	72
Tableau III. 2: Caractéristiques des 5 cas dont le champ de hauteur d'eau a été relevé .....	72
Tableau III. 3 : Intervalles des impulsions correspondant à l'observation des types d'écoulement. ....	80
Tableau III. 4 : Configurations de validation du modèle T2r1.....	101
Tableau III. 5 : Configurations expérimentales de Type II régime 2 et Type II régime 3 avec $E.M.=\frac{\sum Abs(Q_{sxprédit}-Q_{sxmesuré})}{n}$ où n est le nombre de configurations. ....	103
Tableau III. 6 : Mesures des débits dans les branches amont et aval de la jonction en Type I mesurés sur notre modèle physique avec des pentes symétriques de 1%. ....	107
Tableau III. 7 : Tableau bilan des modèles analytiques : structures prédites et configurations adaptées à leur utilisation.....	109

### **Chapitre IV : Calcul des écoulements expérimentaux à l'aide du code 2D**

Tableau IV. 1 : Liste des configurations expérimentales pour lesquelles la répartition des débits dans les branches aval est mesurée expérimentalement.....	118
Tableau IV. 2 : Valeurs des indicateurs de qualité de répartition des débits par le code 2D en fonction des configurations de pente des canaux.....	120
Tableau IV. 3 : Récapitulatif des tendances d'estimation des angles de ressaut et répartitions des débits dans les branches aval pour l'ensemble des pentes et types d'écoulement étudiés.....	125
Tableau IV. 4 : Valeurs des indicateurs de qualité de distribution des débits par le code 2D en fonction des types d'écoulement.....	127
Tableau IV. 5 : Caractéristiques des champs de hauteur d'eau mesurés expérimentalement.....	127
Tableau IV. 6 : Qualité de prédiction des 5 champs de hauteur d'eau par le code 2D avec $\overline{dh}$ la moyenne des erreurs de prédiction des hauteurs d'eau sur la jonction, $\varepsilon$ l'erreur quadratique moyenne et $\sigma_{mes}$ l'écart type d'oscillation des hauteurs d'eau mesurées .....	133
Tableau IV. 7 : Variation moyenne des débits latéraux calculés pour les 5 cas sur 60 secondes avec $dq'=\frac{\sum abs(dq)}{n}$ avec $dq=q-q_{moyen}$ .....	134
Tableau IV. 8 : Coefficient de Strickler équivalent calculé pour les 5 cas en écoulement permanent.....	135
Tableau IV. 9 : Qualité de prédiction des champs de hauteur d'eau des 5 cas par le code 2D utilisant les quatre formules de frottement avec $\overline{dh}$ la moyenne des erreurs de prédiction des hauteurs d'eau sur la jonction, $\varepsilon$ l'erreur quadratique moyenne.....	138
Tableau IV. 10 : Valeur des débits aval $Q_{sx}$ mesurés et calculés avec les quatre formules de frottement pour les 5 cas étudiés.....	138

Tableau IV. 11 : Valeurs des indicateurs d'erreur de prédiction des débits aval par rapport aux débits mesurés expérimentalement pour les quatre configurations de pentes et les quatre formules de débit.....	140
Tableau IV. 12 : Comparaison entre les débits Q <sub>sx</sub> calculés avec les différentes formules de frottement, où $E_{Q_{sx}} = \frac{1}{n} \sum \frac{Abs(Q_{sx_1} - Q_{sx_2})}{Q_{sx'}}$ où $Q_{sx'} = \frac{Q_{sx_1} + Q_{sx_2}}{2}$ et Q <sub>sx1</sub> et Q <sub>sx2</sub> sont les débits Q <sub>sx</sub> calculés avec les formules de frottement comparées.....	140
Tableau IV. 13 : Présentation des densités de maillage testées .....	142
Tableau IV. 14 : Comparaisons statistiques du champ de hauteur d'eau calculé dans la jonction avec les différents maillages par rapport au champ mesuré expérimentalement avec $\overline{dh}$ et $\varepsilon$ présentés au Tableau IV. 6.....	145
Tableau IV. 15 : Effet de la densité de maillage utilisée sur le calcul du débit de la branche aval majoritaire pour les 5 cas étudiés avec $D = \left( \frac{Q_{sx_{max}} - Q_{sx_{min}}}{Q_{sx_{moy}}} \right)$ où Q <sub>sx<sub>moy</sub></sub> , Q <sub>sx<sub>max</sub></sub> et Q <sub>sx<sub>min</sub></sub> sont les valeurs moyennes, maximales et minimales de Q <sub>sx</sub> calculés avec les 4 densités de maillage. ..	147
Tableau IV. 16 : Comparaison des champs de hauteur d'eau calculés à la jonction avec le maillage de référence (avec K=115 m <sup>1/3</sup> s <sup>-1</sup> ) et un maillage longitudinal moins dense au sein des branches de la jonction pour 4 des cas étudiés.....	151
Tableau IV. 17 : Modification du champ de hauteurs d'eau calculé à la jonction en modifiant un paramètre par rapport à la configuration de référence avec K=115 m <sup>1/3</sup> s <sup>-1</sup> et en utilisant le maillage M3.....	154
Tableau IV. 18 : Comparaisons statistiques des champs de hauteur d'eau calculés avec les différents jeux de paramètres par rapport au champ mesuré expérimentalement : L'erreur moyenne $\overline{dh} = \frac{\sum dh}{n}$ et l'erreur quadratique moyenne $\varepsilon = \sqrt{\frac{\sum (dh)^2}{n}}$ en mm.....	157
Tableau IV. 19 : Tableau bilan de l'influence des paramètres majeurs sur le calcul de l'écoulement C <sub>22</sub> ; avec +, - et = signifiant une concordance avec l'écoulement mesuré expérimentalement que le cas de référence respectivement meilleure, moins bonne et similaire.....	160
Tableau IV. 20 : Comparaisons statistiques des champs de hauteur d'eau calculés avec les différents jeux de paramètres par rapport au champ mesuré expérimentalement pour le cas C <sub>3</sub> (cf Tableau IV. 18).....	161

**Chapitre V : Modélisation des écoulements dans un carrefour à quatre branches en conditions réelles**

Tableau V. 1 : Caractéristiques du carrefour et des écoulements aux abords de ce carrefour au pic de la crue du 3 octobre 1988 à Nîmes selon les résultats de simulation de l'événement avec M = branche amont majoritaire et m = branche amont minoritaire .....	170
Tableau V. 2 : Caractéristiques du carrefour ramenées à l'échelle de l'installation expérimentale ....	172
Tableau V. 3 : Débit aval latéral Q <sub>SL</sub> prédit par le code 2D et les différents modèles analytiques.....	181
Tableau V. 4 : Comparaison des champs de hauteur d'eau prédits par les calculs "carrefour isolé" (maillage grossier dans les rues) et "carrefour isolé affiné" (maillage affiné longitudinalement dans les rues) avec $\overline{dh} = \frac{1}{n} \sum dh$ où dh=h <sub>carrefour_isolé</sub> -h <sub>carrefour_affiné</sub> et n le nombre de mailles dans la jonction ; $Difference = \frac{1}{n} \sum \frac{Abs(dh)}{h_{carrefour\_isolé}}$ et $Ecart\ type = \sqrt{\frac{\sum (dh)^2}{n}}$ .....	183

Tableau V. 5 : Répartition des débits prédite par les calculs "carrefour isolé" et "carrefour isolé affiné".....	183
Tableau V. 6 : Comparaison des champs de hauteur d'eau prédits par le calcul "carrefour isolé" et le calcul "carrefour isolé grossier" avec les paramètres présentés sur le Tableau V. 4.....	184
Tableau V. 7 : Comparaison des hauteurs d'eau calculées à la jonction par le code 2D pour le "carrefour isolé" et le "carrefour à topographie réelle", avec $\overline{dh} = \frac{1}{n} \sum dh$ où $dh = h_{\text{carrefour\_isolé}} - h_{\text{carrefour\_à\_topographie\_réelle}}$ et $n$ le nombre de mailles; $\text{Différence} = \frac{1}{n} \sum \frac{\text{Abs}(dh)}{h_{\text{carrefour\_isolé}}}$ et $\text{Ecart type} = \sqrt{\frac{\sum (dh)^2}{n}}$ .....	186
Tableau V. 8 : Comparaison des champs de hauteur d'eau transposés sur les 64 mailles du maillage 1, avec $\overline{dh} = \frac{1}{n} \sum dh$ où $dh$ =différence de hauteur d'eau prédite entre les deux calculs comparés et $n=64$ ; $\text{Différence} = \frac{1}{n} \sum \frac{\text{Abs}(dh)}{h}$ et $\text{Ecart type} = \sqrt{\frac{\sum (dh)^2}{n}}$ .....	188
Tableau V. 9 : Valeurs des débits aval calculés en considérant la topographie réelle à l'aide des trois maillages considérés.....	190
Tableau V. 10 : Hauteurs d'eau calculées aux 4 mailles des coins de la jonction pour le "carrefour isolé" (à fond plat), le "carrefour isolé" et pour le "carrefour isolé à topographie réelle".....	192
Tableau V. 11 : Hauteurs d'eau calculées par le calcul "carrefour isolé affiné" aux trois mailles bordant chaque coin du carrefour.....	193
Tableau V. 12 : Hauteurs d'eau calculées aux 4 mailles des coins de la jonction pour les calculs utilisant les maillages 1, 2 et 3 (cf. paragraphe IV.4).....	194
Tableau V. 13 : Influence de différents paramètres sur les champs de hauteur d'eau et les débits aval dans la jonction en valeurs absolues (par rapport aux valeurs obtenues pour le calcul "carrefour isolé").....	196

## Chapitre VI : Capacités du modèle bidimensionnel à simuler un événement réel d'inondation urbaine

Tableau VI. 1 : Hauteurs d'eau maximales calculées durant l'événement de crue de 1988 sur les 8 mailles bordant le carrefour C2.....	210
Tableau VI. 2 : Comparaison entre les hauteurs d'eau maximales mesurées et calculées pour le cas de référence et les différents jeux de paramètre, $\overline{dh}$ étant la différence moyenne entre les hauteurs d'eau maximales calculées et mesurées: $\overline{dh} = \frac{\sum dh}{n} = \frac{\sum (H_{\text{calculée}} - H_{\text{mesurée}})}{n}$ avec $H_{\text{mesurée}}$ la valeur de la laisse de crue, $H_{\text{calculée}}$ la hauteur d'eau maximale dans la maille de trottoir la plus proche et $n$ est le nombre de laisses de crue (99 ici). $\sigma_{dh}$ est l'écart type de $dh$ : $\sigma_{dh} = \sqrt{\frac{\sum (dh - \overline{dh})^2}{n}}$ .....	213
Tableau VI. 3 : Effets des paramètres principaux de l'étude de sensibilité avec :.....	239
Tableau VI. 4 : Débits de sortie en m <sup>3</sup> /s dans les rues aval au pic de la crue du 3 octobre 1988 à Nîmes.....	242

**Annexe Chapitre III : Etude bibliographique. Description et modélisation analytique des écoulements dans les carrefours** *Résumé des études de simulation d'inondations urbaines disponibles dans la littérature*

Tableau AnnexeIII. 1 : Configurations des régimes d'écoulement possibles dans les jonctions à trois branches.....	264
Tableau AnnexeIII. 2 : Présentation des dispositifs expérimentaux utilisés par les différents auteurs étudiant les écoulements en confluence. ....	277
Tableau AnnexeIII. 3 : Présentation des dispositifs expérimentaux utilisés par les différents auteurs étudiant les écoulements en bifurcation. ....	283
Tableau AnnexeIII. 4 : Caractéristiques des modèles physiques utilisés lors des études expérimentales en jonctions avec des écoulements amont en régime torrentiel .....	288

