

---

## Hydrodynamique de la submersion d'un tablier de pont

**Auteur :** Lecloux, Sarah

**Promoteur(s) :** Epicum, Sebastien; Piroton, Michel

**Faculté :** Faculté des Sciences appliquées

**Diplôme :** Master en ingénieur civil des constructions, à finalité spécialisée en "civil engineering"

**Année académique :** 2022-2023

**URI/URL :** <http://hdl.handle.net/2268.2/17734>

---

### *Avertissement à l'attention des usagers :*

*Tous les documents placés en accès ouvert sur le site le site MatheO sont protégés par le droit d'auteur. Conformément aux principes énoncés par la "Budapest Open Access Initiative"(BOAI, 2002), l'utilisateur du site peut lire, télécharger, copier, transmettre, imprimer, chercher ou faire un lien vers le texte intégral de ces documents, les disséquer pour les indexer, s'en servir de données pour un logiciel, ou s'en servir à toute autre fin légale (ou prévue par la réglementation relative au droit d'auteur). Toute utilisation du document à des fins commerciales est strictement interdite.*

*Par ailleurs, l'utilisateur s'engage à respecter les droits moraux de l'auteur, principalement le droit à l'intégrité de l'oeuvre et le droit de paternité et ce dans toute utilisation que l'utilisateur entreprend. Ainsi, à titre d'exemple, lorsqu'il reproduira un document par extrait ou dans son intégralité, l'utilisateur citera de manière complète les sources telles que mentionnées ci-dessus. Toute utilisation non explicitement autorisée ci-avant (telle que par exemple, la modification du document ou son résumé) nécessite l'autorisation préalable et expresse des auteurs ou de leurs ayants droit.*

---



UNIVERSITE DE LIEGE  
FACULTE DES SCIENCES APPLIQUEES

---

# Hydrodynamique de la submersion d'un tablier de pont

---

LECLOUX SARAH

Travail de fin d'études présenté en vue de l'obtention du grade de :  
**Ingénieur civil des constructions, à finalité spécialisée en "civil engineering"**

Promoteurs :  
ERPICUM SÉBASTIEN  
PIROTON MICHEL

Membres du jury :  
ARCHAMBEAU PIERRE  
ENGLEBERT BENJAMIN

Année académique 2022 - 2023



## **Remerciements**

Je souhaiterais tout d'abord remercier mes promoteurs, M. Piroton et M. Erpicum, pour m'avoir témoigné leur confiance depuis le début. Ils m'ont donné l'opportunité de travailler au Laboratoire d'hydraulique de l'Université de Liège. Ce fût pour moi une expérience enrichissante. Je tiens à souligner tout le temps qu'ils m'ont consacré en m'épaulant dans ce long sprint qu'est un travail de fin d'étude.

Je tiens également à adresser mes remerciements à toutes les personnes de l'équipe du Laboratoire d'hydraulique de l'Université de Liège. Le dispositif d'essai a pu voir le jour grâce à eux.

Ma famille et mes amis m'ont également bien soutenue, au quotidien et jusqu'aux dernières secondes de rédaction. Une mention spéciale à mes deux partenaires de tous les jours, Sara et Julien, qui m'ont poussée à donner le meilleur de moi-même tout au long de ce quadrimestre.

## Résumé

Les événements climatiques extrêmes poussent la recherche à se renouveler constamment. C'est donc après les inondations de juillet 2021, en Belgique, que l'étude des ponts et de leurs conséquences sur les écoulements a pris de l'importance.

Ce travail va donc s'intéresser à l'hydrodynamique autour d'un tablier de pont. Il va tenter de caractériser à l'aide d'expériences l'influence ou non du tablier sur l'écoulement.

La littérature sur ce sujet n'est pas très fournie. Quelques ouvrages de référence seulement traitent la problématique des ponts mis en charge et submergés.

L'objectif est donc de confirmer ou non les éléments déjà présents dans la littérature, à l'aide d'une étude en laboratoire. Si la littérature ne permet pas de décrire les résultats donnés par les expérimentations, alors une nouvelle approche devra être proposée.

Un canal de laboratoire a été mis à disposition au Laboratoire d'hydraulique de l'Université de Liège pour pouvoir conduire les différentes expériences. Les résultats de l'étude ne correspondent pas à ce qui est énoncé par la littérature. Une nouvelle formulation a donc été développée. Cette formule empirique permet de bien décrire ce qui a pu être observé.

En conclusion, la thématique des ponts mis en charge et submergés reste un sujet prégnant à développer plus encore afin de tenter de parvenir possiblement à une formule générale plus aboutie qui permettrait peut-être de décrire n'importe quel écoulement autour de n'importe quelle géométrie de pont.

## **Abstract**

Extreme climatic events drive research to constantly renew itself. It was after the floods in Belgium in July 2021 that the study of bridges and their influence on runoff gained in importance.

This work will therefore focus on the hydrodynamics around a bridge deck. It will attempt to characterize, with the help of experiments, the influence or otherwise of the deck on the flow.

The literature on this subject is not very extensive. Only a few reference works deal with the subject of loaded and submerged bridges.

The aim is therefore to confirm or not the elements already present in the literature, by means of a laboratory study. If the literature fails to describe the experimental results, then a new approach will have to be proposed.

A laboratory flume was made available at the Hydraulics Laboratory of the University of Liège to conduct the various experiments. The results of the study did not match those predicted in the literature. A new formulation was therefore developed. This empirical formula provides a good description of what was observed. However, as this formula is empirical, it is not certain that it can be used to predict all flows.

In conclusion, the subject of loaded and submerged bridges remains a subject to be developed in order to arrive at a general formula that will enable us to describe any flow around any bridge geometry.

# Table des matières

<b>1</b>	<b>Introduction</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>Revue de littérature</b>	<b>3</b>
2.1	Classification et description des types d'écoulements possibles autour d'un pont	3
2.1.1	Écoulement de type 1 . . . . .	4
2.1.2	Écoulement de type 2 . . . . .	5
2.1.3	Écoulement de type 3 . . . . .	5
2.1.4	Écoulement de type 8 . . . . .	6
2.2	Lois d'ouvrage individuel . . . . .	8
2.2.1	Loi d'orifice . . . . .	8
2.2.2	Loi de déversoir épais . . . . .	10
2.3	Logiciel de calcul existant . . . . .	11
2.4	Expérience de laboratoire . . . . .	12
2.5	Conclusion de la revue de littérature . . . . .	14
<b>3</b>	<b>Dispositif expérimental</b>	<b>15</b>
3.1	Description du canal . . . . .	15
3.1.1	Coefficient de frottement du canal . . . . .	16
3.2	Description du tablier . . . . .	17
3.3	Description du matériel de mesure . . . . .	19
3.3.1	Sonde de mesure . . . . .	19
3.3.2	Tube de Pitot . . . . .	21
3.4	Description du système anti-remous . . . . .	22
<b>4</b>	<b>Protocole de laboratoire</b>	<b>27</b>
4.1	Positionnement du matériel de laboratoire . . . . .	27
4.2	Étude temporelle . . . . .	27
4.2.1	Étude du temps de mise à l'équilibre . . . . .	27
4.2.2	Étude du temps d'expérimentation par essai . . . . .	28
4.3	Configurations étudiées . . . . .	29
4.3.1	Essais pour le pont noyé . . . . .	29

4.3.2	Essais pour le pont submergé . . . . .	30
4.4	Traitement des données . . . . .	30
<b>5</b>	<b>Présentation des résultats et des observations</b>	<b>31</b>
5.1	Résultats des essais pour le type « Pont noyé » . . . . .	31
5.1.1	Résultats intermédiaires pour une configuration . . . . .	31
5.1.2	Résultats finaux pour toutes les configurations . . . . .	33
5.2	Résultats des essais pour le type « Pont submergé » . . . . .	35
5.3	Résultats donnés par les tubes de Pitot . . . . .	37
<b>6</b>	<b>Analyse des résultats</b>	<b>40</b>
6.1	Comparaison des résultats avec la littérature . . . . .	40
6.2	Élaboration d'une nouvelle relation de perte de charge . . . . .	41
6.2.1	Coefficient de perte de charge $k$ . . . . .	41
6.2.2	Écoulement en condition « Pont noyé » . . . . .	42
6.2.3	Écoulement en condition « Pont submergé » . . . . .	43
<b>7</b>	<b>Discussion et pistes de réflexion</b>	<b>48</b>
<b>8</b>	<b>Conclusion</b>	<b>49</b>



# Chapitre 1

## Introduction

Les inondations de juillet 2021 en région wallonne ont été un véritable évènement historique. En Belgique, dans le bassin versant de la Vesdre, sont survenues des intempéries exceptionnelles. Celles-ci ont engendré de nombreuses victimes, de terribles dégâts et des pertes considérables. Depuis ce drame, l'étude hydrodynamique de la Vesdre prend de plus en plus d'ampleur. Les recherches sur cette thématique se multiplient et les sujets s'élargissent.

Durant ces inondations, la Vesdre est sortie de son lit et a atteint des hauteurs de crues "record". L'eau en est même arrivée à submerger les ponts qui traversaient le Vesdre. Un pont en particulier, le pont de la Rochette à Chaudfontaine, a bougé de ses appuis tant la pression exercée sur l'ouvrage était forte. En effet, ce pont, visible à la FIGURE 1.1, fût totalement encombré suite aux débris emportés par le cours d'eau.



FIGURE 1.1 – Pont de la Rochette à Chaudfontaine (Image : <https://www.lavenir.net/regions/2021/07/22/video-chaudfontaine-un-pont-a-bouge-pousse-par-les-dechets/-de-la-vesdre-Z7ISXPR6F5BSBHZ5CI005XUY4/>)

De ce phénomène, plusieurs questions apparaissent à l'évidence. Ainsi, quelle est l'influence d'un pont sur l'écoulement lorsque celui-ci vient à entrer en contact avec le tablier. En effet, un tablier de pont va former un obstacle pour l'écoulement. Cela peut induire une augmentation de la hauteur d'eau au droit de l'obstacle. Il est par conséquent nécessaire de bien comprendre ce qu'il se produit, pour pouvoir ensuite intégrer ces connaissances à des logiciels de modélisation par exemple. Cela pourrait contribuer à la création d'un outil supplémentaire possible visant des

prédictions encore plus fiables. De plus, lorsque le pont est submergé par l'écoulement, l'ouvrage devient alors plus complexe à étudier. Il y en a effet une combinaison d'écoulement en dessous et au dessus de l'ouvrage. Dans ce genre de cas, il est commun de tenter d'appliquer le principe de superposition hydraulique. Celui-ci consiste à décrire un ouvrage complexe en la combinaison d'ouvrages plus simples dont le comportement est déjà connu.

Ce travail de fin d'étude va se focaliser sur l'hydrodynamique autour d'un tablier de pont. Un état de l'art sera d'abord effectué. Celui-ci va permettre de situer cette recherche par rapport aux ouvrages déjà apparus sur le sujet.

Ensuite, un dispositif de laboratoire va être installé au Laboratoire d'hydraulique de l'Université de Liège. Ce dispositif sera décrit ainsi que le matériel de mesure utilisé.

Le protocole de laboratoire sera détaillé afin que les expériences puissent être reproduites. Les résultats de ces expériences seront exposés et ensuite analysés au regard de la littérature.

Enfin, une mise en perspective et des pistes de réflexion seront énoncées avant de conclure ce travail.

# Chapitre 2

## Revue de littérature

La première étape de ce travail consiste en la revue de littérature. Celle-ci va permettre de présenter et d'évaluer la documentation afin de se situer par rapport aux informations existantes.

Ce travail de fin d'étude s'intéresse à la possible influence qu'aurait un tablier de pont sur l'écoulement lorsqu'il est inondé. Par la suite, il tente de caractériser celle-ci par le biais d'expériences. La recherche dans la littérature est donc focalisée sur l'étude des ponts submergés et les différentes expérimentations qui ont pu être conduites sur ce sujet.

Une référence en termes d'étude hydraulique des ponts est l'ouvrage de Les Hamill, « *Bridge hydraulics* », 1999. Cet ouvrage, cité dans de nombreux articles, présente les principales méthodes d'analyse. Celles-ci seront retrouvées comme base théorique de plusieurs programmes de modélisation hydraulique tel que HEC-RAS.

Malheureusement, il y a très peu de documentation lorsque le pont est en condition submergée. Cependant, les quelques références qui traitent du sujet exploitent un principe commun : l'écoulement autour du pont en condition submergé serait la combinaison d'un écoulement en orifice et d'un déversoir.

Puisque ce principe commun se dirige vers une combinaison de formules analytiques simples, il est intéressant de les détailler individuellement. Plusieurs ouvrages tels que le livre « *Constructions hydrauliques* », de Willi Hager (2009) et la documentation du programme Cassiopée (2022), décrivent ces différentes lois d'ouvrage.

Peu d'expériences et de mesures ont été réalisées sur le sujet. Des essais en laboratoire ont été conduits par des professeurs tchèques.

La revue de littérature va donc se structurer comme ceci : elle va démarrer par la définition selon [Hamill, 1999] des différentes situations qui peuvent être rencontrées. Ensuite, les lois d'ouvrage individuelles vont être détaillées. Enfin, à l'aide de ces notions, une analyse des expériences déjà réalisées pourra être conduite.

### 2.1 Classification et description des types d'écoulements possibles autour d'un pont

Pour commencer, l'auteur Les Hamill décrit les différents types d'écoulements susceptibles d'être rencontrés dans son livre "*Bridge hydraulics*", 1999.

L'auteur les classe en huit types différents représentés à la FIGURE 2.1. Seulement quatre d'entre eux correspondent au cas où le pont serait mis en charge. Ce sont les types 1, 2, 3 et 4

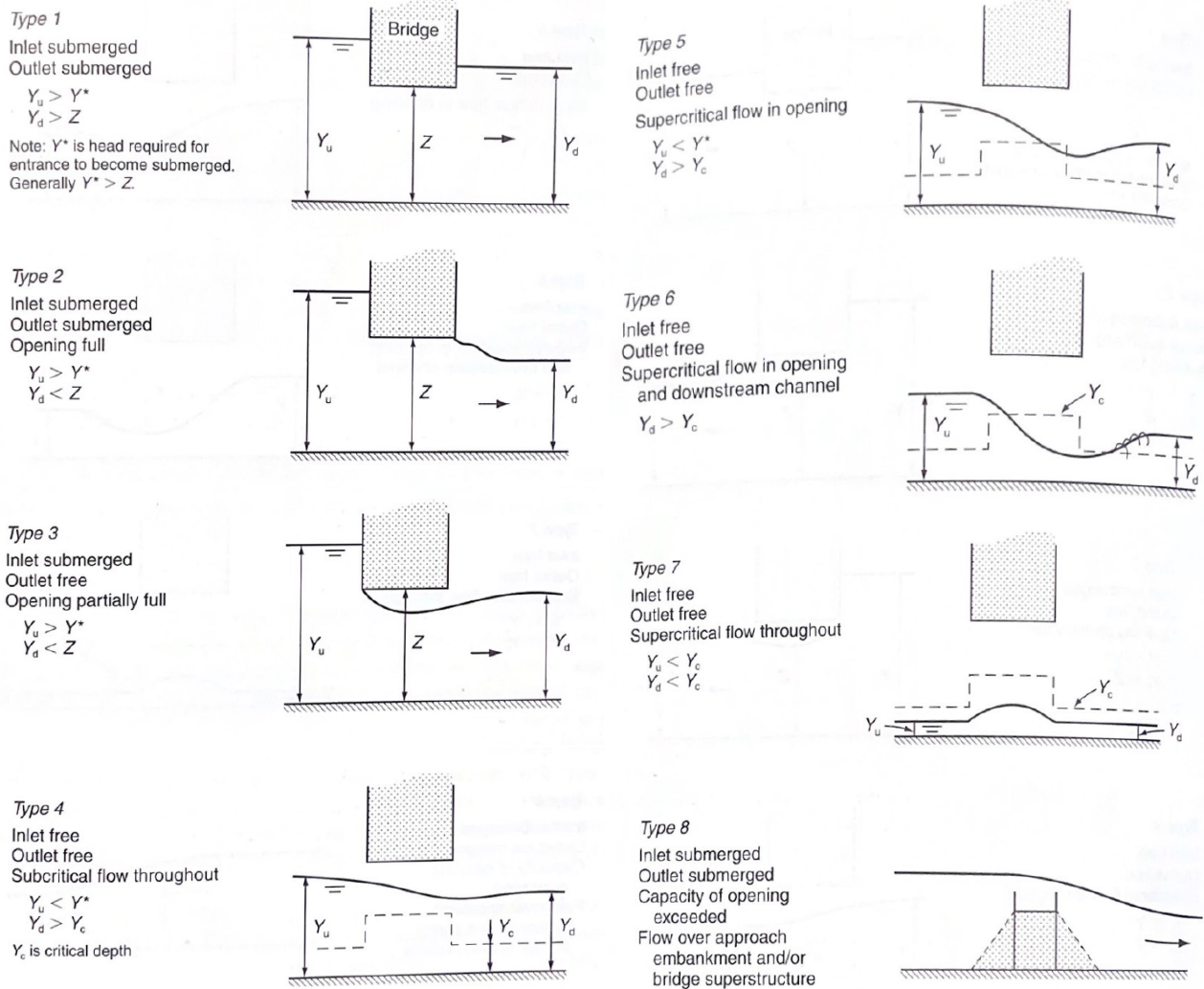


FIGURE 2.1 – Classification des types d'écoulement commun au travers d'un pont

en se référant à la classification de [Hamill, 1999]. Les types 1, 2 et 3 ne représentent pas un pont submergé mais seulement un pont dont l'orifice est partiellement ou complètement noyé. Le type 8 quant à lui représente le pont en condition submergé mais l'auteur l'étudie alors seulement comme une digue.

### 2.1.1 Écoulement de type 1

L'écoulement de type 1 est un écoulement où l'entrée et la sortie du pont sont submergées. D'après l'auteur, cette situation se produit lorsque le débit excède le débit de conception de l'ouvrage sur des sites où en temps normal, il s'agit d'un canal peu profond avec une pente de frottement réduite ou des nombres de Froude peu élevés. Cette situation peut entraîner un afflux et une perte de charge considérables, et donc provoquer une inondation importante en amont. La géométrie de l'ouverture ( $C_d, a_w$ ), la différence de hauteur de chute à travers la structure ( $\Delta H$ ) et la profondeur de l'eau dans le canal en aval affectent le débit ( $Q$ ). L'écoulement est donc influencé autant par le canal que par l'ouvrage.

L'auteur assimile cet écoulement à un orifice noyé et propose la relation de débitance suivante :

$$Q = C_d a_w (2g\Delta H)^{1/2} \quad (2.1)$$

$$\text{où } \Delta H = \left( Y_u + \frac{\alpha_u V_u^2}{2g} - Y_d \right)$$

Avec :

- $Q$  le débit en  $\text{m}^3/\text{s}$
- $C_d$  le coefficient de débit.
- $a_w$  la surface de l'orifice en  $\text{m}^2$
- $g$  l'accélération de la pesanteur en  $\text{m}/\text{s}^2$
- $Y_u$  et  $Y_d$  les hauteurs d'eau amont et aval en  $\text{m}$
- $V_u$  la vitesse moyenne à l'amont en  $\text{m}/\text{s}$
- $\alpha_u$  le coefficient de répartition de vitesse (coefficient de Coriolis)

Le coefficient de débitance  $C_d$  varie de 0,4 à 0,6 selon le graphique suivant tiré de [Hamill, 1999] :

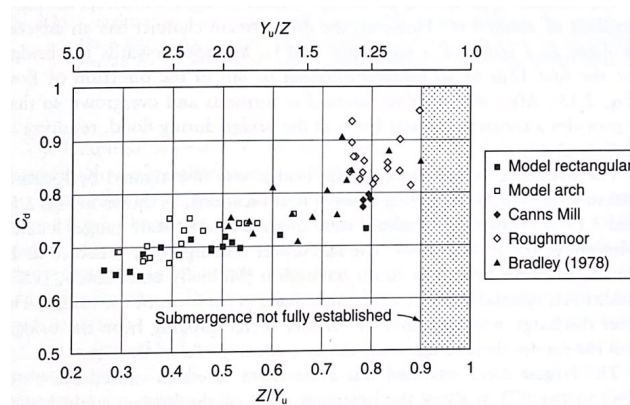


FIGURE 2.2 – Coefficient de débit pour l'écoulement de type 1

L'auteur indique qu'en dessous de  $Y_u/Z = 1,1$  l'écoulement noyé n'est pas totalement établi et que, ipso facto, les résultats ne sont pas fiables.

### 2.1.2 Écoulement de type 2

L'auteur décrit le type 2 comme un état de transition entre le type 1 et 3. Lors de cet écoulement, l'entrée est submergée et la voie d'eau est remplie. C'est semblable au type 1, sauf que dans ce cas-ci la sortie n'est pas submergée. L'auteur ne détaille pas plus cet état mais indique que les pertes par frottement sont toujours relativement élevées dans ce type d'écoulement.

### 2.1.3 Écoulement de type 3

Cet écoulement est caractérisé par une ouverture amont submergée et une sortie à surface libre à l'aval. La voie d'eau est seulement partiellement remplie. L'auteur indique donc que les pertes par frottement sont réduites par rapport au deux types d'écoulement décrits précédemment.

Ce type d'écoulement se produit lorsque la capacité de l'ouverture est dépassée dans les canaux avec un lit relativement raide ou des nombres de Froude  $F_N > 0,25$ , ou alors dans les canaux plus plats. Dans cette dernière hypothèse, cela correspond seulement en la transition vers les types d'écoulement 2 et 1.

Le niveau de l'eau en amont est généralement extrêmement turbulent dans ce type d'écoulement et fluctue considérablement. Par conséquent, l'ouverture est souvent alternativement libre et submergée.

Dans ce type, le niveau d'eau ne dépend plus du niveau en aval de la structure. Il dépend seulement du débit et de la géométrie de l'ouverture. C'est donc la structure qui influence l'écoulement.

L'auteur assimile cet écoulement à un orifice dénoyé et propose la relation de débitance suivante :

$$Q = C_d a_w \left[ 2g \left( Y_u - \frac{Z}{2} + \frac{\alpha_u V_u^2}{2g} \right) \right]^{1/2} \quad (2.2)$$

Avec :

- $Q$  le débit en  $\text{m}^3/\text{s}$
- $C_d$  le coefficient de débit
- $a_w$  la surface de l'orifice en  $\text{m}^2$
- $g$  l'accélération de la pesanteur en  $\text{m}/\text{s}^2$
- $Y_u$  et  $Y_d$  les hauteurs d'eau amont et aval en m
- $V_u$  la vitesse moyenne à l'amont en  $\text{m}/\text{s}$
- $\alpha_u$  le coefficient de répartition de vitesse (coefficient de Coriolis)
- $Z$  la hauteur de l'ouverture en m

Le coefficient de débitance  $C_d$  varie entre 0,6 et 1 selon le graphique suivant tiré de [Hamill, 1999] :

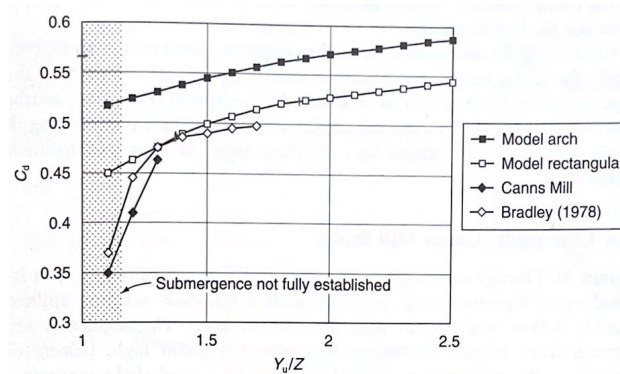


FIGURE 2.3 – Coefficient de débit pour l'écoulement de type 3

### 2.1.4 Écoulement de type 8

L'auteur indique que ce type d'écoulement se produit lorsque la capacité de l'ouverture est largement dépassée. L'eau s'écoule alors en dessous et au-dessus du tablier.

Lorsque l'auteur étudie ce cas de figure, il compare la structure à une digue. Il ne prend donc pas en compte dans son étude l'eau qui s'écoule sous la structure et assimile celle-ci à un déversoir à seuil épais. Il fait cette hypothèse car la forme et la hauteur relative de la digue aurait seulement peu d'effet. Voici à la FIGURE 2.4 le dispositif étudié par l'auteur.

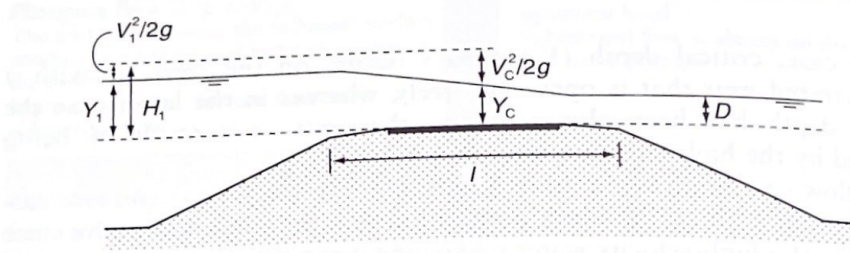


Fig. 6.5 Cross-section through an embankment defining the principal variables (not to scale).

FIGURE 2.4 – Schéma de la section étudiée par [Hamill, 1999]

L'auteur arrive alors à l'équation suivante pour décrire la relation de débitance :

$$Q = C_F L_E H_1^{3/2} \quad (2.3)$$

Avec :

- $Q$  le débit en  $m^3/s$
- $C_F$  est un coefficient numérique. L'indice F indique qu'il correspond à la condition non submergée. Ce coefficient contient le terme d'accélération gravitationnelle  $g$  et a donc des dimensions. Sa valeur théorique est égale à 1,705.
- $L_E$  longueur sur laquelle s'établit l'écoulement critique en m
- $H_1$  la charge amont en m

En réalité, le coefficient  $C_F$  varie entre 1,57 et 1,71. Lorsque l'écoulement peut se retrouver en condition submergée, la hauteur aval est trop importante et noie le déversoir. Dans ce cas, l'écoulement critique ne s'effectue plus sur le déversoir et la formule 2.3 doit être modifiée afin de prendre en compte un coefficient  $C_S$  qui peut avoir une valeur entre 0,5 et 1,71. L'équation 2.3 devient donc l'équation 2.4 en condition submergée

$$Q = C_F L_E H_1^{3/2} \times \left[ \frac{C_S}{C_F} \right] \quad (2.4)$$

Le rapport entre crochet est obtenu à partir du graphique à la FIGURE 2.5 et représente la quantité par laquelle le coefficient  $C_F$  doit être réduit pour considérer le degré de submersion de l'ouvrage. Ce rapport varie de 0,3 à 1 et dépend du rapport entre le niveau d'eau aval  $D$  et la charge amont  $H_1$  pris au-dessus de la crête du déversoir.

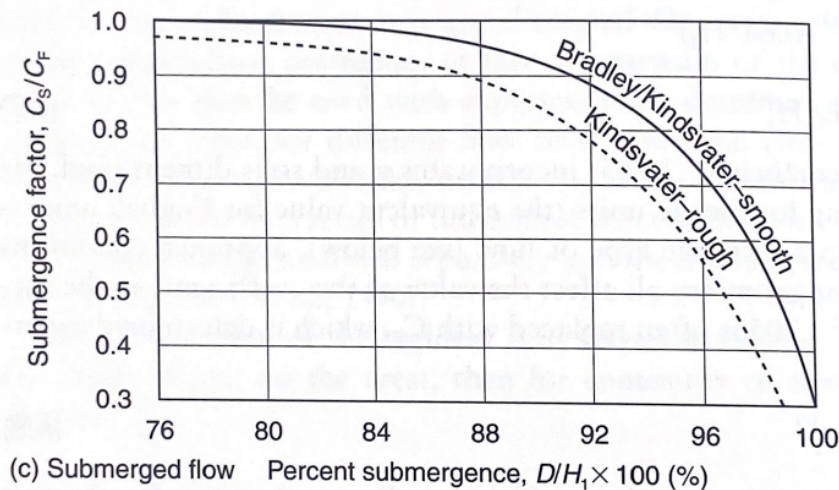


FIGURE 2.5 – Coefficient de submersion

## 2.2 Lois d'ouvrage individuel

À présent que la théorie de [Hamill, 1999] a été exposée, il est intéressant d'étendre la recherche bibliographique aux lois d'ouvrages de référence individuels desquelles l'auteur s'est inspiré. Pour cela, la recherche a été conduite à l'aide de l'ouvrage de « Constructions hydrauliques » de Willi Hager (2009) et de la documentation du programme Cassiopée ([Dorchies et al., 2022]). Pour rappel, les ouvrages individuels mentionnés dans la section précédente sont l'orifice dénoyé et noyé ainsi que le déversoir à seuil épais, noyé et dénoyé également.

### 2.2.1 Loi d'orifice

L'écoulement sous le tablier de pont est comparé à un écoulement au travers d'un orifice. Il peut être soit dénoyé (écoulement de type 3) soit noyé (écoulement de type 2).

#### Orifice dénoyé

La forme de l'équation caractérisant le passage par un orifice dénoyé selon la documentation de [Dorchies et al., 2022] est donnée à l'équation 2.5 :

$$Q = C_d S \sqrt{2gH} \quad (2.5)$$

Avec :

- $Q$  le débit en  $\text{m}^3/\text{s}$
- $C_d$  le coefficient de débit. Celui-ci varie selon le type d'orifice ou d'ajutage. La FIGURE 2.6 tirée de [Dorchies et al., 2022] présente les coefficients de débit les plus courants.

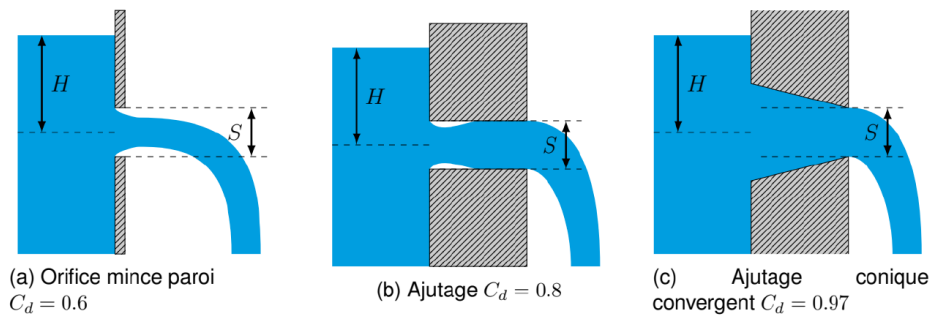


FIGURE 2.6 – Schéma explicatif des types d'orifices et d'ajutage et le coefficient de débit correspondant

- $S$  la surface de l'orifice en mètre carré. Il faut considérer la section la plus réduite.
- $g$  l'accélération de la pesanteur en  $\text{m}/\text{s}^2$
- $H$  la hauteur d'eau mesurée entre la surface et le centre de l'orifice en mètre.

Pour [Hager, 2009], l'écoulement au travers d'un orifice va être assimilé à un écoulement sous une vanne. L'équation dérive d'une égalité de charge et a la même forme générale que l'équation 2.5.

$$Q = C_d a b \sqrt{2gh_1} \quad (2.6)$$

Avec :

- $Q$  le débit en  $\text{m}^3/\text{s}$



- $C_d$  le coefficient de débit. Celui-ci vaut 0,611 pour une vanne plane verticale
- $ab$  la surface de l'orifice en mètre carré.
- $g$  l'accélération de la pesanteur en  $\text{m/s}^2$
- $h_1$  la hauteur d'eau amont.

Les différences entre les deux formulations sont la définition de  $h$  et la valeur du coefficient de débitance. En les comparant avec l'équation 2.2 donnée par *Hamill, 1999*, il apparait que les auteurs expriment que la relation de débit traversant l'obstacle est seulement fonction de ce qu'il se passe à l'amont et de la forme de ce dernier. Ils ne sont, par contre, pas d'accord sur la hauteur à prendre en compte et les coefficients de débit.

## Orifice noyé

L'équation de l'orifice noyé selon [Dorchies et al., 2022] a la forme suivante :

$$Q = \mu S \sqrt{2g\Delta H} \quad (2.7)$$

Avec :

- $Q$  le débit en  $\text{m}^3/\text{s}$
- $\mu$  le coefficient de débit. Celui-ci est égal à 0,7.
- $S$  la surface de l'orifice en mètre carré.
- $g$  l'accélération de la pesanteur en  $\text{m/s}^2$
- $\Delta H$  la perte de charge  $H_1 - H_2$

Tandis que *Hager, 2009* [Hager, 2009] exprime le débit passant par une vanne noyé de cette manière :

$$Q = C_d ab \sqrt{2g(h_1 - h_v)} \quad (2.8)$$

Avec :

- $Q$  le débit en  $\text{m}^3/\text{s}$
- $C_d$  le coefficient de débit. Celui-ci vaut 0,611 pour une vanne plane verticale.
- $ab$  la surface de l'orifice en mètre carré.
- $g$  l'accélération de la pesanteur en  $\text{m/s}^2$
- $h_1 - h_v$  correspond à la différence entre la hauteur d'eau amont et la hauteur contractée au droit de la vanne. La FIGURE 2.7 venant du livre « Constructions hydrauliques », [Hager, 2009] montre à quoi correspondent les hauteurs. L'auteur précise que dans les applications, c'est la hauteur  $h_u$  qui est connue et non la hauteur  $h_v$ . Les deux hauteurs peuvent être liées en appliquant le théorème de la quantité de mouvement. La relation suivante est alors obtenue :

$$\frac{1}{2}bh_v^2 + \frac{QV_{max}}{g} = \frac{1}{2}bh_u^2 + \frac{Q^2}{gbh_u} \quad (2.9)$$

avec

$$V_{max} = \sqrt{2g(h_1 - h_v)}$$

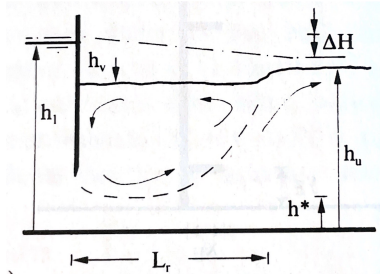


FIGURE 2.7 – Schéma d'un écoulement noyé

Comme pour l'ouvrage individuel précédent, les relations exprimées par les différents auteurs sont de manière générale assez similaires. De nouveau, ils s'entendent sur l'influence de la géométrie de l'obstacle et que les conditions à l'amont et à l'aval entrent toutes deux en compte, contrairement au cas noyé où il n'y a que l'amont qui ait de l'influence. Mais, le coefficient de débit et les hauteurs d'eau à utiliser restent hétérogènes.

## 2.2.2 Loi de déversoir épais

Lorsque l'écoulement passe au-dessus du tablier, ce dernier est comparé à un déversoir épais (écoulement type 8). Le déversoir peut être noyé ou dénoyé.

Commençant par le cas du déversoir dénoyé, la documentation de [Dorchies et al., 2022] propose l'équation suivante :

$$Q = C_d \sqrt{2g} L h_{amont}^{3/2} \quad (2.10)$$

Avec :

- $Q$  le débit en  $m^3/s$
- $C_d$  le coefficient de débit. Celui-ci est égal à 0,4 qui est une approximation pour un seuil rectangulaire.
- $L$  la largeur du déversoir en m
- $g$  l'accélération de la pesanteur en  $m/s^2$
- $h_{amont}$  la hauteur d'eau amont au-dessus de la crête du déversoir en m

Ensuite, le cas du déversoir noyé est traité de cette façon dans la suite de la documentation :

$$Q = C_d \sqrt{2g} L h_{aval} \sqrt{h_{amont} - h_{aval}} \quad (2.11)$$

Avec :

- $Q$  le débit en  $m^3/s$
- $C_d$  le coefficient de débit. Celui-ci est égal à 0,9.
- $L$  la largeur du déversoir en m
- $g$  l'accélération de la pesanteur en  $m/s^2$
- $h_{amont}$  la charge sur le seuil à l'amont en m

L'auteur indique que cette formule n'est pas conseillée pour un ennoïement inférieur à 80%.

Enfin, [Hager, 2009] aborde le déversoir dénoyé et noyé en une seule formulation :

$$Q = C_d S b \sqrt{2g} H^{3/2} \quad (2.12)$$

Avec :

- $Q$  le débit en  $m^3/s$

- $C_d$  le coefficient de débit. Celui-ci est égal à 0,385.
- $b$  la largeur du déversoir en m
- $g$  l'accélération de la pesanteur en  $\text{m/s}^2$
- $H$  la charge au-dessus de la crête du déversoir en m
- $S$  le coefficient de submersion. Celui-ci varie entre 0 et 1. Un écoulement dénoyé correspond à un coefficient  $S = 1$ . Une bonne approximation de  $S$  est donnée par la formule :

$$S = \left(1 - \left(\frac{Hu}{H}\right)^2\right)^{1/2} \quad (2.13)$$

avec  $H_u$  égal à la charge aval au-dessus de la crête.

En comparant ces équations avec les équations 2.3 et 2.4, il y a certaines ressemblances. En effet, l'écoulement dénoyé ne dépend bien que de l'amont et l'écoulement noyé dépend quant à lui de l'amont et de l'aval dans chaque relation. Le coefficient  $C_F$  de l'équation 2.3 est égal à 1,705 mais celui-ci contient le terme d'accélération gravitationnelle  $g$ . Si  $C_F$  est divisé par  $\sqrt{2g}$  afin de retrouver une relation de même forme générale, la valeur du coefficient devient alors 0,385 ce qui se rapproche bien des coefficients proposés par [Hager, 2009] et [Dorchies et al., 2022]. Ensuite, [Hager, 2009] et [Hamill, 1999] utilisent tous deux un coefficient de submersion pour décrire l'influence du noïement du déversoir qui dépend du rapport entre l'amont et l'aval.

## 2.3 Logiciel de calcul existant

Des logiciels de calcul récents essayent déjà de prendre en compte cette influence du tablier sur l'évolution de l'écoulement. Il est intéressant de voir sur quelles théories ceux-ci se basent. Le logiciel abordé dans cette revue de littérature sera le logiciel HEC-RAS [Brunner and US Army Corps of Engineers, 2020].

Ce logiciel a été développé a été par L'« Hydrologic Engineering Center » (HEC) de Davis, en Californie. Il permet de simuler l'écoulement de l'eau dans les rivières et autres canaux. HEC-RAS permet de calculer des écoulements entrant en contact avec les ponts. Pour cela, deux méthodes ont été implémentées. La méthode par les équations d'énergie et le principe de superposition. La première ne sera pas développée dans le cadre de ce travail.

L'approche de HEC-RAS est donc d'utiliser des équations hydrauliques séparées pour calculer l'écoulement passant sous et au-dessus du pont. Il caractérise l'écoulement passant sous le pont comme étant un écoulement pressurisé. Les équations utilisées sont les mêmes que celles données par [Hamill, 1999] dans la section 2.1.

L'équation 2.2 pour un écoulement dénoyé sous le pont. La seule différence réside dans le coefficient de débit. HEC-RAS indique que le coefficient dépend du rapport entre la hauteur amont et la hauteur de l'ouverture et qu'il peut varier entre 0,27 et 0,5. Une valeur commune de ce coefficient est 0,5 en pratique.

Pour un écoulement de type 1, l'équation 2.1 est la même que celle utilisée par HEC-RAS. Le coefficient de débit varie entre 0,7 et 0,9 mais est pris en général égal à 0,8.

Enfin, pour l'écoulement de type 8, le logiciel utilise l'équation de déversoir standard qui est la même que l'équation 2.3. Le coefficient quant à lui est différent de celui présenté par [Hamill, 1999], il est égal à 1,44.

Pour finir, la submersion du déversoir est aussi prise en compte par un coefficient de réduction dépendant du rapport entre l'amont et l'aval. Des abaques sont donnés dans la documentation et il apparaît que ce coefficient varie entre 0 et 1.

Le logiciel va alors combiner ces écoulements de manière itérative jusqu'à trouver une combinaison qui donne la même valeur de charge amont avec une certaine tolérance.

## 2.4 Expérience de laboratoire

Beaucoup de formules analytiques ont été présentées dans les sections précédentes. Un point important maintenant est de savoir si ces formules sont capables de décrire ce qu'il se passe en réalité. Les formules de [Hamill, 1999] ont été testées en laboratoire par des professeurs de la « Czech Technical University » à Prague. Ils ont exposé leur étude dans un article intitulé « *Calcul hydraulique des ponts lors de hautes eaux* », [Picek et al., 2007].

[Picek et al., 2007] ont conduit plusieurs expériences dans des canaux de laboratoire de différente largeur. Ils ont aussi testé plusieurs modèles de tablier à ouverture rectangulaire. Les différents paramètres de leurs essais sont repris dans un tableau visible à la FIGURE 2.9. À la FIGURE 2.8, le schéma de leurs différents dispositifs est affiché. Il est possible de voir sur cette même FIGURE les endroits où ils ont pris les mesures de hauteur d'eau à l'aide d'une jauge ponctuelle.

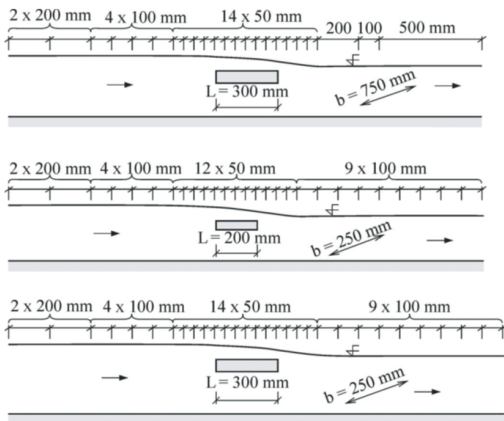


FIGURE 2.8 – Dispositifs expérimental

Table 1 Survey of experimental program

$b$ [mm]	750				250		
	75/300		100/300		75/300	50/200	
$h_m$ [mm]/ $L$ [mm]							
$a/h_m$ [-]	2	3	4	2	3	3	
Number of test runs	37	65	64	32	27	19	31
Range of $y_d$ [mm]	151	224	301	234	346	245	150
	449	527	602	500	551	411	299
Range of $y_h$ [mm]	187	230	302	251	352	260	169
	451	527	602	501	552	412	301
Range of $Q$ [ $\text{ls}^{-1}$ ]	35.0	35.0	34.4	30.2	30.3	11.7	5.8
	184.4	185.0	186.3	181.2	177.8	47.3	47.0
Range of $Fr_d$	0.14	0.05	0.04	0.05	0.04	0.06	0.07
	0.78	0.67	0.46	0.56	0.36	0.45	0.96

FIGURE 2.9 – Programme de mesures

Les expériences montrent alors que le profil de surface à une forme plus complexe que celle présente dans la littérature. Il y a, en effet, une petite remontée d'eau locale juste à l'amont du tablier ainsi qu'une hauteur d'eau contractée juste à l'arrière de celui-ci. Les profils de surface sont représentés à la FIGURE 2.10 tirée de l'article discuté.

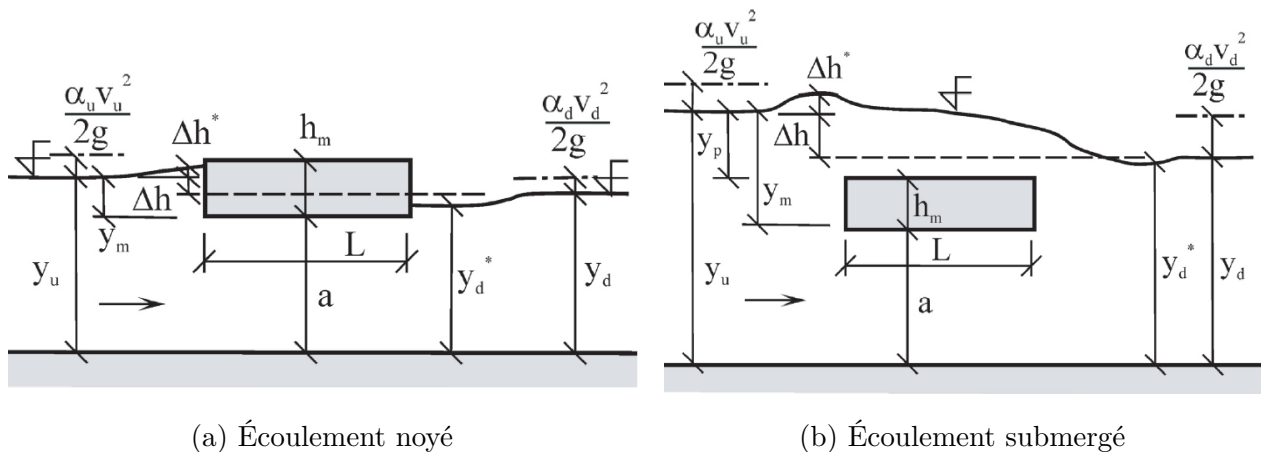


FIGURE 2.10 – Profil de surface

Les auteurs ont alors utilisé les mesures obtenues par les manipulations pour caractériser le coefficient de débit. Ils ont donc remplacé les termes dans l'équation 2.1 pour un écoulement de type 1 et ont tracé des graphiques de  $C_{do}$ . Ils en arrivent à l'observation que le coefficient qu'ils obtiennent est trop élevé par rapport à la littérature. En effet, celui-ci est supérieur à 1 alors que théoriquement cette valeur n'est obtenue que pour des liquides parfaits. Les auteurs ont donc décidé d'utiliser la hauteur d'eau contractée à l'arrière du tablier dans l'équation 2.1 à la place de la hauteur aval. Avec cette modification, les résultats de coefficient sont beaucoup plus réalistes et suivent la tendance de la littérature. La valeur moyenne qu'ils obtiennent est égale à 0,8.

Pour le cas du tablier submergé, les auteurs expliquent que leurs données sont beaucoup plus dispersées que pour le cas précédent. Ils tentent de justifier cela par le fait qu'il y a une plus grande incertitude sur l'emplacement de la hauteur contractée.

Les résultats de leurs investigations sont représentés aux FIGURES 2.11 et 2.12.

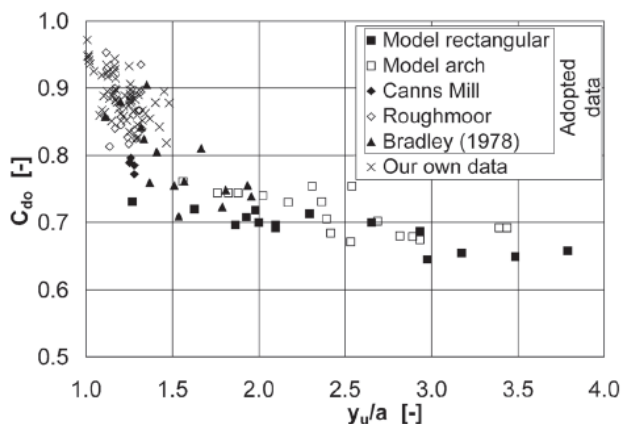


FIGURE 2.11 –  $C_{do}$  pour différent cas d'écoulement

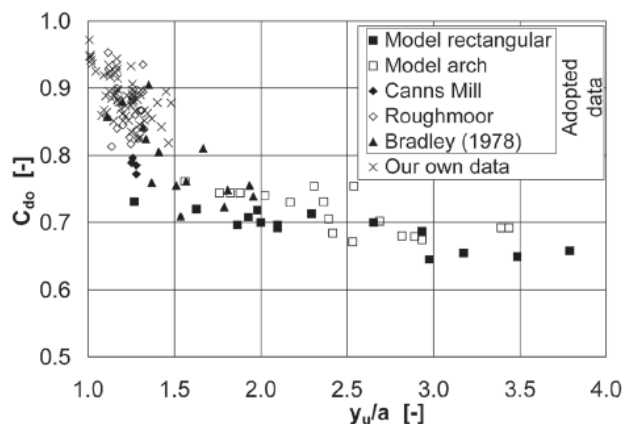


FIGURE 2.12 –  $C_{do}$  mesuré pour un écoulement noyé comparé à la littérature

Les données des expériences ont aussi été utilisées pour évaluer le coefficient de réduction de l'écoulement présent dans l'équation 2.4. Les auteurs ont alors comparé ces valeurs avec des valeurs données par HEC-RAS. Ils proposent alors une modification de la relation entre ce coefficient et le pourcentage de submersion. Leurs observations sont visibles à la FIGURE 2.13 et il est possible de voir aussi leur proposition de relation.

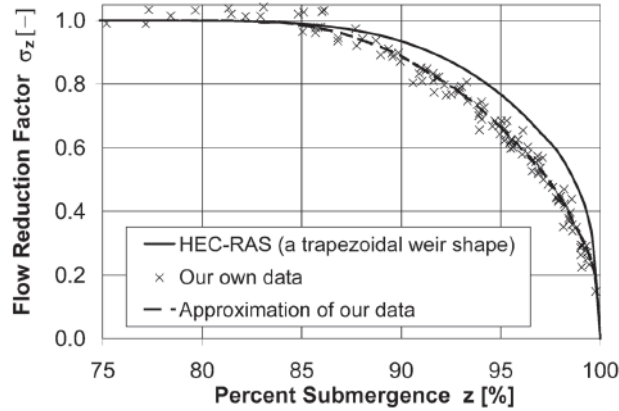


FIGURE 2.13 – Coefficient de réduction en fonction de la submersion du tablier

[Picek et al., 2007] finissent par conclure qu’il reste trop d’incertitudes sur la détermination du coefficient de débit et de l’influence de la hauteur contractée. Ils continueront l’article en proposant des méthodes alternatives mais celles-ci sortent du cadre de ce travail.

## 2.5 Conclusion de la revue de littérature

En conclusion de cette revue de littérature, il apparaît que la littérature n’est pas encore fixée sur la méthode à employer lorsqu’il faut traiter de la submersion des ponts. Une grande variabilité de coefficient est exposée et les termes à utiliser ne sont pas définis de la même manière dans chaque équation. En effet, en fonction de la source utilisée, soit ce sont les charges qu’il faut prendre en compte, soit ce sont les hauteurs d’eau, ou encore dans d’autres cas un mélange des deux. Les études menées en laboratoire montrent aussi que la méthode est encore incertaine.

Ce travail de fin d’étude va tenter d’amener par des expériences en laboratoire une formulation de l’influence du tablier de l’écoulement. Celle-ci pourra alors appuyer certaines références dans la littérature visée ou au contraire ouvrir à une nouvelle approche non exposée pour l’instant.

# Chapitre 3

## Dispositif expérimental

Dans cette section, le dispositif expérimental de l'étude va être présenté. Celui-ci se compose d'une idéalisation d'un tablier de pont placé dans un canal au laboratoire d'hydraulique de l'université de Liège.

### 3.1 Description du canal

Un canal vitré a été mis à disposition afin de conduire les différents essais de ce travail de fin d'étude. Celui-ci se situe au laboratoire d'hydraulique à l'université de Liège. Des photos sont visibles à la FIGURE 3.1. Il s'agit d'un canal de 20 m de long fonctionnant en circuit fermé. Le canal est séparé en deux parties, ce qui permet de faire varier la pente de chacune d'elles de manière indépendante.



FIGURE 3.1 – Canal du laboratoire d'hydraulique à l'ULiège

Dans le cadre de cette étude, la première moitié seulement du canal sera utilisée, tandis que la seconde servira de réservoir d'eau. De ce fait, les pentes de la première partie et de la seconde partie sont respectivement égales à 0 et -4%. Dans la suite de ce travail, la longueur de référence du canal sera égale à 10 m.

La section transversale du canal fait 50 cm de large et +/- 80 cm de hauteur comme montré sur le schéma à la FIGURE 3.2

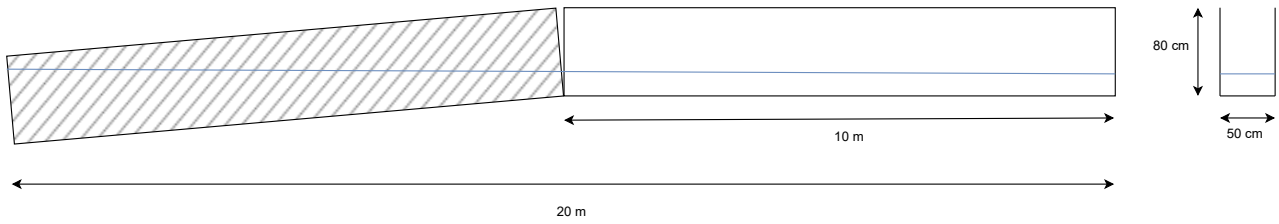


FIGURE 3.2 – Schéma du canal expérimental

### 3.1.1 Coefficient de frottement du canal

Lorsque des essais sont conduits en laboratoire, il est d'usage de caractériser le coefficient de frottement du canal utilisé. Pour cela, plusieurs lignes d'eau différentes ont été mesurées dans le canal et avec ces points expérimentaux, il faut trouver le coefficient de Manning  $K$  qui minimise l'erreur.

La méthode est donc la suivante :

- Trois expériences ont été conduites dans des conditions différentes afin d'obtenir des hauteurs d'eau différentes. Les paramètres à varier pour changer les conditions d'écoulement sont le débit,  $Q$ , dans le canal et la hauteur d'ouverture de la vanne,  $z_{\text{vanne}}$ , à la fin de celui-ci. Les conditions des trois expériences effectuées sont reprises dans la TABLE 3.1 ci-dessous.

	$Q$ [l/s]	$z_{\text{vanne}}$ [cm]
Expérience 1	66	10,5
Expérience 2	70	10,5
Expérience 3	75	11,5

TABLE 3.1 – Conditions expérimentales

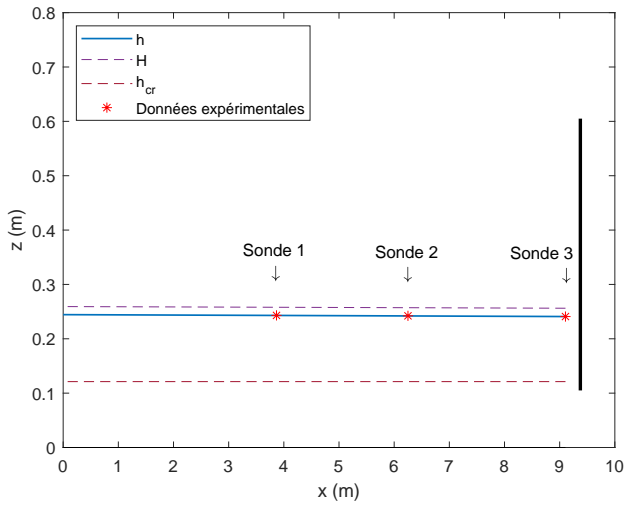
- Pour chaque expérience, les sondes électroniques (décrites à la section 3.3.1) vont mesurer la hauteur d'eau dans le canal.
- À partir de la donnée expérimentale en aval, une ligne d'eau théorique va être calculée.
- La suite de l'analyse consiste donc à faire varier le coefficient de Manning  $K$  qui minimisera l'erreur pour les trois expériences.
- Enfin, le coefficient de Manning final sera la moyenne des trois coefficients trouvés.

Le résultat qui ressort de l'analyse est que le coefficient qui minimise l'erreur entre la ligne d'eau théorique et les points expérimentaux est :

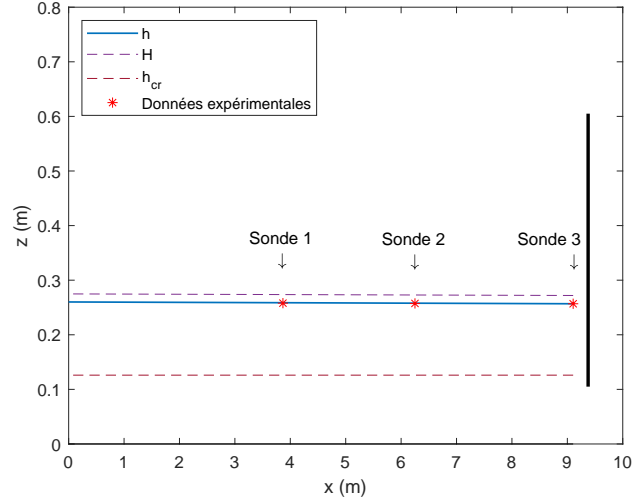
$$K = 120 \text{ m}^{1/3}/\text{s}$$

Sur les FIGURES 3.3, les lignes d'eau théorique et les données expérimentales des trois expériences sont affichées. A l'aide de la TABLE 3.2, il apparaît que la différence entre la ligne d'eau théorique et les mesures est toujours en dessous d'un millimètre, ce qui est acceptable. Le coefficient  $K$  trouvé est par conséquent bien adapté au canal étudié.

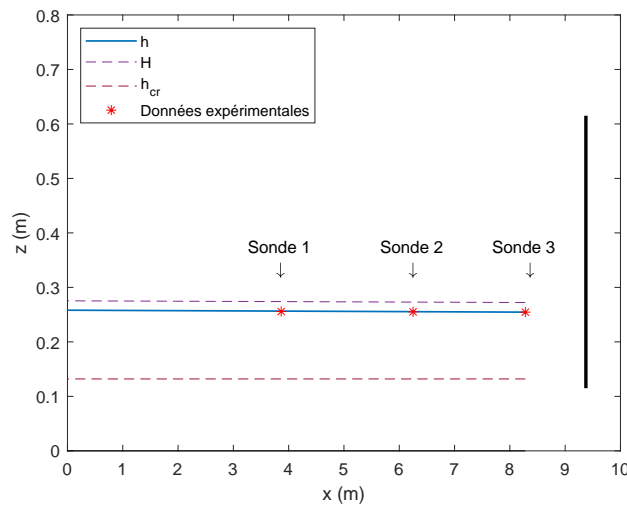




(a) Expérience 1



(b) Expérience 2



(c) Expérience 3

FIGURE 3.3 – Lignes d'eau théoriques et données expérimentales

	Erreur [mm]		
	Sonde 1	Sonde 2	Sonde 3
Expérience 1	0,1	0,2	0
Expérience 2	0,8	0,5	0
Expérience 3	0,8	0,4	0

TABLE 3.2 – Erreur entre les données expérimentales et les ligne d'eau théorique

## 3.2 Description du tablier

Pour effectuer les tests, il faut que l'écoulement soit entravé par un tablier de pont. Afin de déterminer les dimensions de celui-ci, la base de données élaborée par Gianni Massin va être utilisée ([Massin, 2023]). Cette dernière reprend les caractéristiques des différents ponts se trouvant sur la Vesdre. Pour rester dans l'hypothèse d'une ouverture rectangulaire, tous les ponts en arc vont être éliminés. L'étude se limitera ainsi aux ponts routiers. Les passerelles ne seront donc pas considérées.

Sur base des structures restantes, des moyennes de leurs dimensions caractéristiques vont être calculées et peuvent être retrouvées dans la TABLE 3.3.

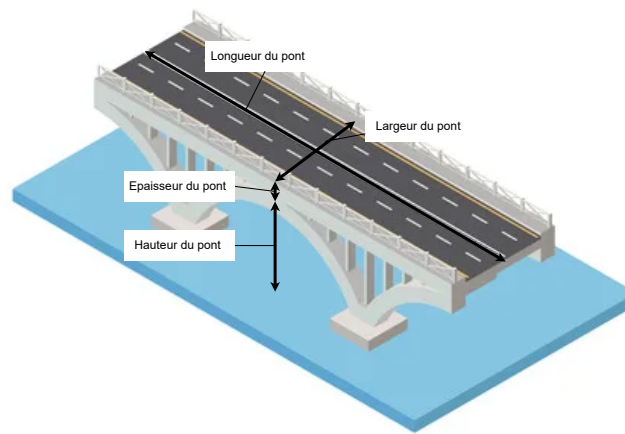


FIGURE 3.4 – Grandeurs caractéristiques analysées (Image : <https://fr.dreamstime.com/illustration-stock-ic%C3%B4ne-isom%C3%A9trique-pont-vecteur-image94823551>)

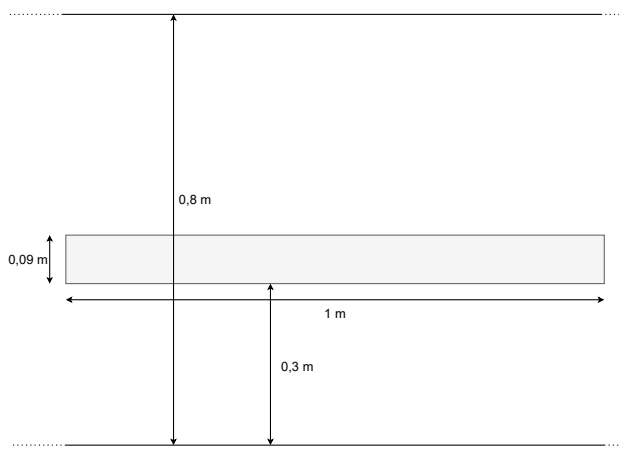
Largeur	9,3 m
Longueur	29,5 m
Épaisseur	1,1 m
Hauteur	3,9 m

Rapport moyen Épaisseur / Hauteur	0,12
Rapport moyen Épaisseur / Largeur	0,28

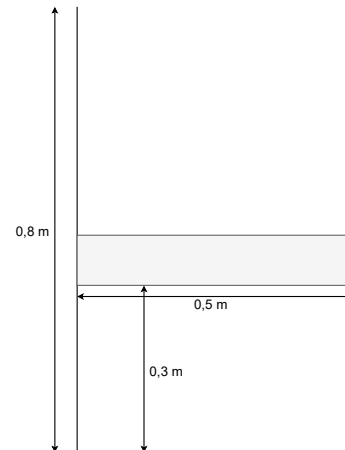
TABLE 3.3 – Dimensions et rapports moyens tirés de la base de données

De ces rapports, il va être possible de déterminer les dimensions finales du dispositif en se fixant uniquement une seule dimension. Il faut que le tablier soit adapté au canal expérimental mis à disposition. Pour rappel, celui-ci fait 50 cm de large et 80 cm de haut. Les raisons, qui ont conduit aux dimensions finales exposées ci-après, sont multiples. Tout d’abord, il faut que le tablier soit assez épais afin de pouvoir observer le cas où le pont est noyé mais pas submergé. Il faut ensuite que la hauteur du tablier soit correctement choisie afin que l’eau ne déborde pas lorsque celui-ci est submergé. Notons que nous étudions une tranche d’écoulement, et donc la largeur du canal et du tablier importe peu vis-à-vis de ce qui est étudié.

Le dispositif final a alors les dimensions suivantes :



(a) Dimensions dans le plan X-Z



(b) Dimensions dans le plan Y-Z

FIGURE 3.5 – Dimensions finales du tablier de pont placé dans le canal expérimental

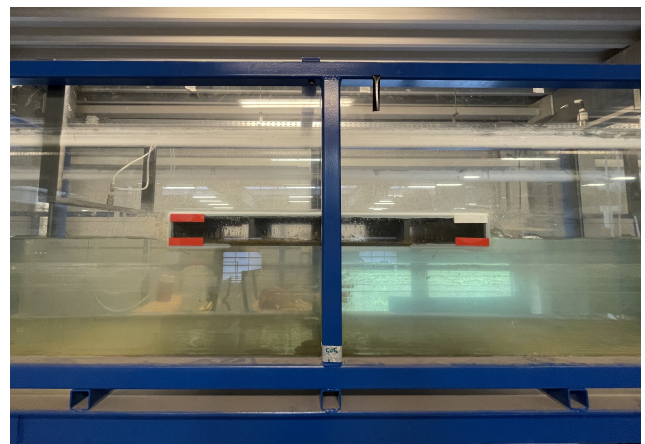
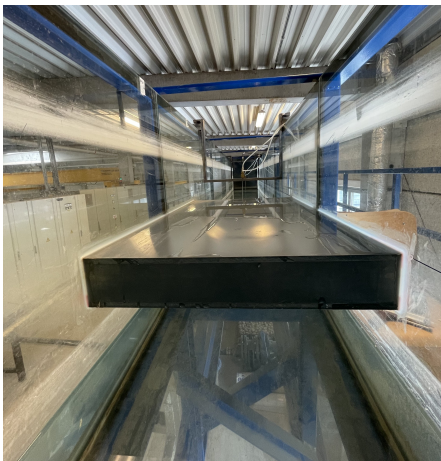


FIGURE 3.6 – Photos du tablier dans le canal expérimental

### 3.3 Description du matériel de mesure

Dans cette section, le matériel de mesure va être décrit. Celui-ci se compose de sondes électroniques et de tubes de Pitot.

#### 3.3.1 Sonde de mesure

Les sondes électroniques sont souvent utilisées pour faire des mesures en laboratoire. Celles-ci permettent d'obtenir des résultats aux millimètres près. Trois sondes électroniques ont été mises à disposition pour nos différents essais. Ces sondes sont placées sur des supports et peuvent être placées n'importe où dans le canal. Elles sont liées à un boîtier d'acquisition qui permet d'enregistrer le signal transmis par les sondes. Les sondes et le boîtier sont visibles aux FIGURES 3.7 et 3.8.



FIGURE 3.7 – Sonde électronique

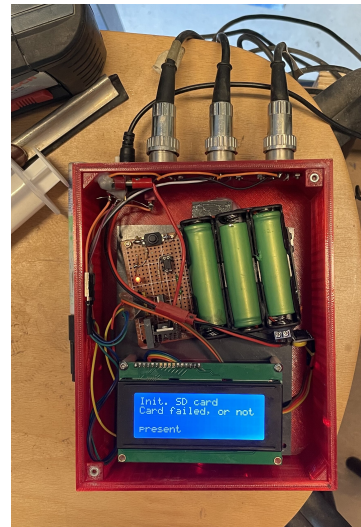


FIGURE 3.8 – Boîtier d'acquisition

Les sondes envoient un signal électrique qui, une fois traité, donne la distance entre la sonde et la première surface rencontrée. Il faut donc commencer par le calibrage des sondes avant de pouvoir effectuer des mesures.

### Calibrage des sondes

Pour pouvoir calibrer les sondes, il faut mesurer avec celle-ci une distance connue. Pour cela, des plots de hauteurs connues vont être placés sous chaque sonde. Il faut aussi connaître la hauteur des sondes par rapport au fond. A l'aide d'un plan de référence laser, les sondes ont donc été nivelées. Sur la FIGURE 3.9, les différentes hauteurs mentionnées ci-dessus sont replacées sur un schéma pour plus de compréhension. Avec ces différentes informations, les droites de calibration ont été déterminées et sont visibles, ainsi que leur équation, à la FIGURE 3.10.

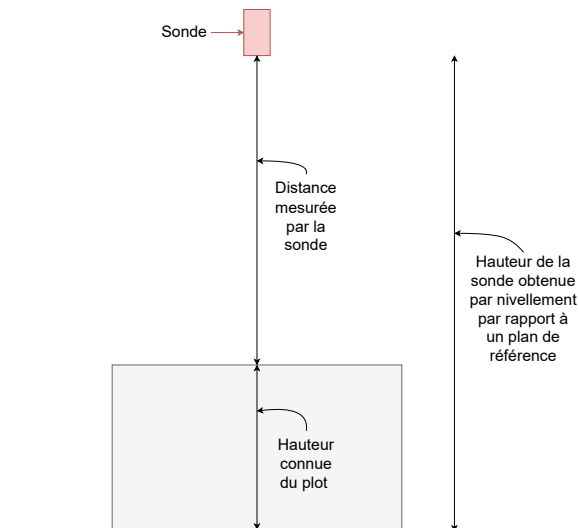


FIGURE 3.9 – Schéma de la calibration des sondes

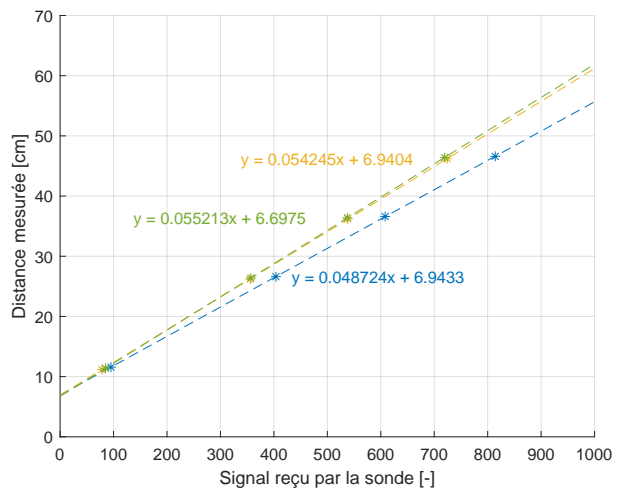


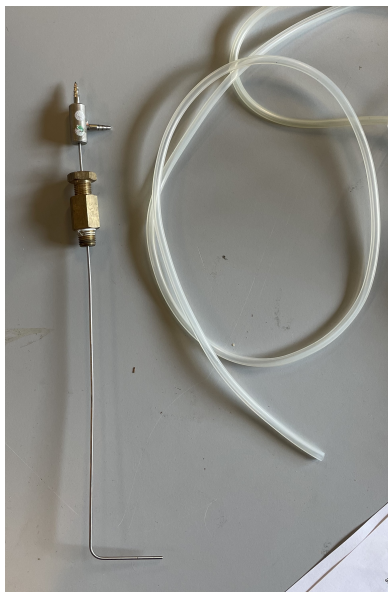
FIGURE 3.10 – Droites de calibration obtenues

Et donc, avec les coefficients de calibration, le signal électrique peut être transformé en distance et comme la hauteur par rapport au fond de celle-ci est connue, la hauteur d'eau pourra ainsi être déterminée.

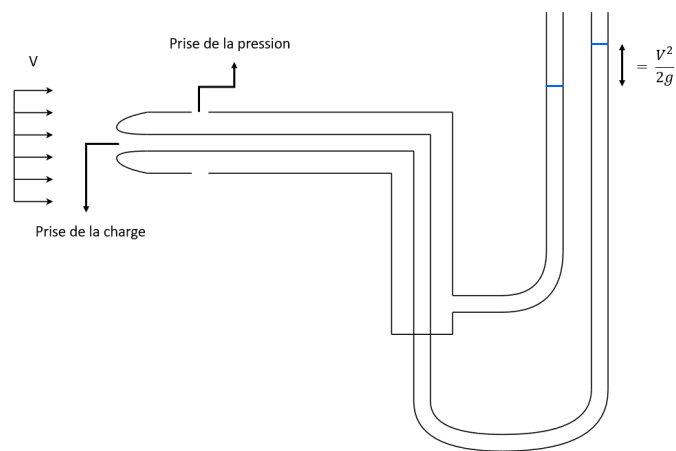
### 3.3.2 Tube de Pitot

Le tube de Pitot est un instrument de mesure classique dans l'étude de la mécanique des fluides. Celui-ci par simple principe physique peut donner plusieurs informations. Les tubes de Pitot fournis par le laboratoire d'hydraulique, visibles à la FIGURE 3.11, sont des tubes de Pitot en cuivre à double entrée.

Le tube de Pitot est composé de deux tubes reliés à des orifices différents. Un de ces orifices est face à l'écoulement du fluide et une fois en équilibre, il indique la charge de l'écoulement dans le premier tube. D'autres orifices sont placés sur le pourtour du tube et sont donc perpendiculaires à l'écoulement. Ils sont liés au second tube et indiquent alors la pression statique de l'écoulement. La mesure entre les deux tubes donne alors une indication sur la vitesse de l'écoulement car la différence entre la charge et la pression statique est égal à  $\frac{v^2}{2g}$ . Le schéma à la FIGURE 3.11b représente ce principe.



(a) Photo du tube de Pitot



(b) Schéma de fonctionnement du tube de Pitot

FIGURE 3.11 – Tube de Pitot

Les tubes de Pitot sont installés dans le canal à l'aide de support. Les tubes sortants de ceux-ci sont fixés à la paroi, côte à côte, afin de pouvoir mesurer la différence de hauteur entre les deux. Une ligne de référence a été tracée sur la paroi afin de pouvoir mesurer la charge également. Les différentes mesures mentionnées précédemment seront effectuées à l'aide d'une latte graduée tous les demi-millimètres. L'installation des tubes est illustrée à la FIGURE 3.12 suivante :



FIGURE 3.12 – Installation des tubes de Pitot

### 3.4 Description du système anti-remous

Lors des premiers essais dans le canal, l'écoulement s'est avéré être très agité. En effet, des remous significatifs sont observés et les résultats obtenus par les sondes confirment qu'il y a une grosse variation de hauteur d'eau dans le canal. Voulant mesurer un phénomène qui peut être de l'ordre du millimètre et afin d'obtenir des mesures précises, il est obligatoire de limiter au plus ces remous. Pour cela, plusieurs solutions ont été envisagées. Ces solutions consistent en des dispositifs placés au niveau de l'entrée d'eau dans le canal.

Les différents dispositifs sont les suivants :

— **Le crin :**

Le crin est une épaisseur de fils entremêlés comme il peut être vu à la FIGURE 3.13. Cette épaisseur va créer une perte de charge et favoriser un écoulement uniforme en entrée du canal.

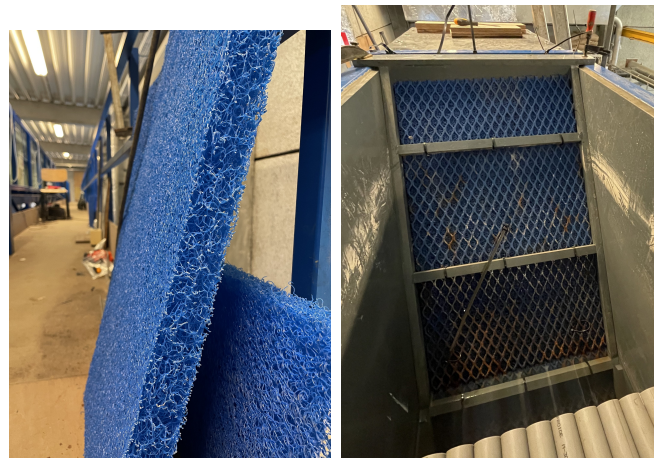


FIGURE 3.13 – Crin

— **La plaque en bois :**

La plaque en bois est découpée de sorte à faire la largeur du canal. Elle est placée juste à l'arrière du crin afin de forcer l'écoulement à entrer dans le canal de manière

uniformément répartie sur la largeur.



FIGURE 3.14 – Plaque en bois

— **Le nid d’abeille :**

Le nid d’abeille consiste en tuyaux de 3 cm diamètre et de 25 cm de long collés tous parallèlement les uns aux autres. Ils vont permettre de canaliser l’écoulement et de l’envoyer dans le canal de manière bien répartie.

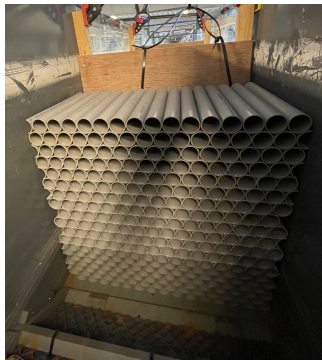


FIGURE 3.15 – Nid d’abeille

— **Le faux pont :**

Le faux pont tient son nom du tablier disposé dans le canal. En effet, nous avons pu remarquer que ce dernier avait vraiment un effet apaisant sur les remous du canal. Et donc suivant le même principe, le faux tablier est composé d’une planche en bois maintenue horizontalement par deux montants verticaux. Ces derniers empêchent l’eau de passer au-dessus du dispositif. Le passage se fait ainsi obligatoirement en dessous. Le dispositif est maintenu à l’aide de serre-joint qui fonctionnent tels des boutons. De ce fait le dispositif reste assez amovible. Cela est nécessaire car plusieurs hauteurs d’eau vont être étudiées dans le canal. Le dispositif doit donc être adaptable afin de ne pas devenir un véritable obstacle à l’écoulement dans le cas de hauteurs d’eau très importantes ou de ne pas avoir d’effet du tout dans le cas contraire.



FIGURE 3.16 – Faux pont

Différents essais ont été conduits pour trouver la configuration optimale qui limitera au plus les remous. Pour cela toutes les configurations possibles ont été testées. Celles-ci sont reprises dans le tableau TABLE 3.4 ci-dessous. Il faut noter que la plaque en bois ne peut pas être utilisée sans le crin.

Numéro	Configuration			
1	Crin	Plaque	Nid d'abeille	Faux pont
2	Crin	Plaque	Nid d'abeille	/
3	Crin	Plaque	Faux pont	/
4	Crin	Nid d'abeille	Faux pont	/
5	Crin	Plaque	/	/
6	Crin	Nid d'abeille	/	/
7	Crin	Faux pont	/	/
8	Nid d'abeille	Faux pont	/	/
9	Crin	/	/	/
10	Nid d'abeille	/	/	/
11	Faux pont	/	/	/
12	/	/	/	/

TABLE 3.4 – Configurations dispositifs anti-remous

Pour déterminer la configuration optimale, l'écart-type des différentes configurations va être comparé. En effet, à l'aide de celui-ci, il va être possible de caractériser la dispersion des valeurs autour de la moyenne. La configuration avec le plus petit écart-type sera alors le choix optimal.

Le protocole expérimental est le suivant : une configuration du tableau va être testée à chaque essai. Ceux-ci feront trois minutes et seront effectués dans les mêmes conditions limites. Le débit est fixé à 75 l/s et la hauteur de la vanne est quant à elle fixée à 9 cm d'ouverture. Trois sondes vont prendre les mesures. Elles seront disposées comme indiquées sur le schéma à la FIGURE 3.17.



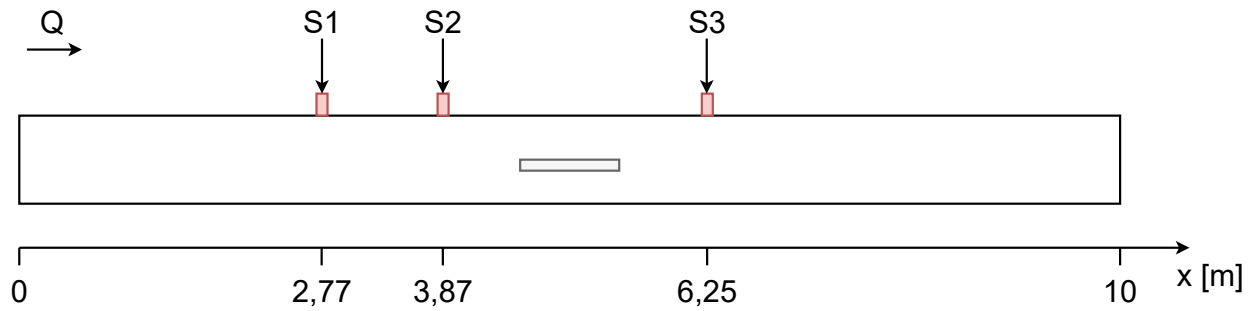


FIGURE 3.17 – Position des sondes pour les essais des configurations anti-remous

A l'issue de l'étude expérimentale, nous obtenons les résultats visibles sur le graphique à la FIGURE 3.18. Ce graphique en bâtonnet représente pour chaque sonde la valeur de l'écart-type des données qu'elles ont récoltées. Les résultats sont affichés pour chaque essai et le numéro correspond aux numéros de référence des configurations affichées dans le tableau à la TABLE 3.4.

Il est important de préciser que l'écart-type a été calculé dans l'hypothèse que les données récoltées suivent une Loi Normale. De ce fait, la formule de l'écart-type est donnée à l'équation 3.1. Dans cette équation, la variable  $X_i$  correspond aux données récoltées et  $n$  au nombre d'entre elles.

$$\sigma = \sqrt{\left(\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i^2\right) - \left(\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i\right)^2} \quad (3.1)$$

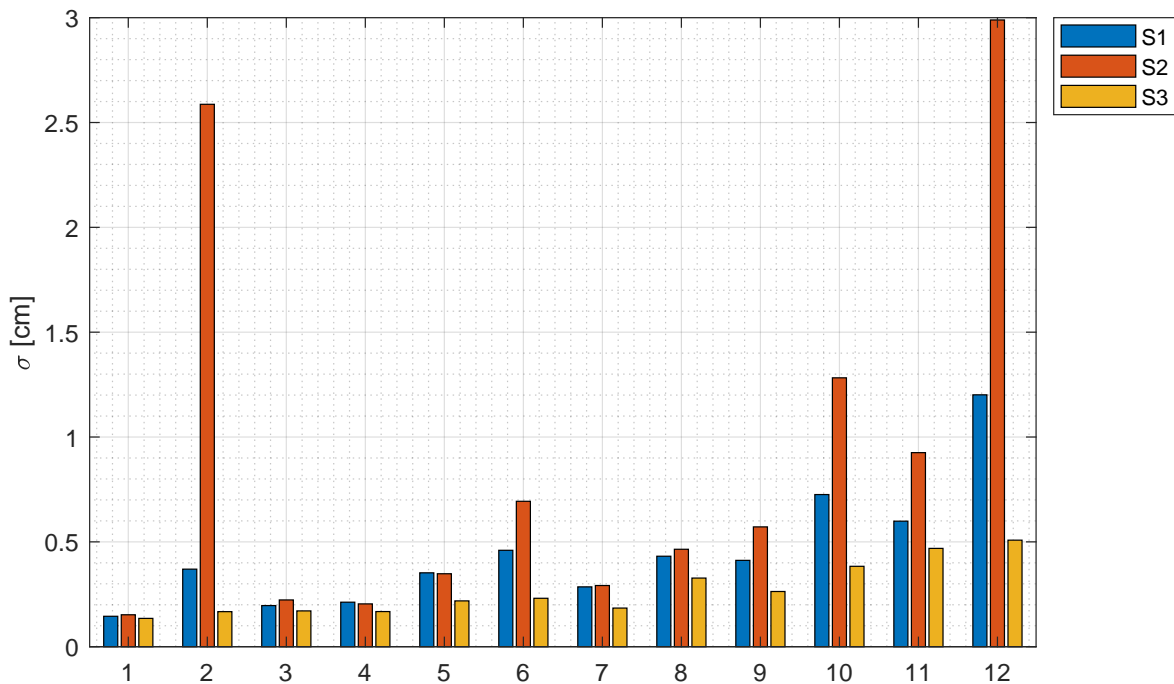


FIGURE 3.18 – Écart-type par sonde en fonction de la configuration

De ce graphique, plusieurs observations peuvent être effectuées.

Premièrement, la sonde S2 a toujours une valeur plus élevée que les autres. En effet, il s'agit de la sonde la plus proche du tablier et comme la hauteur moyenne de la surface libre se trouve à 35,9 cm en moyenne, la surface entre en contact avec le tablier. L'eau rencontrant un obstacle se voit réfléchiée et sont observées alors plus de variations de hauteur d'eau à cet endroit.

Ensuite, de la même manière que l'observation précédente, il apparaît que la valeur de la sonde S3 est toujours la plus faible. De nouveau, cela s'explique par la présence du tablier. En effet, comme mentionné plus haut, le tablier a un effet apaisant sur les remous. Cela est confirmé par le processus expérimental et confirme bien l'idée de créer une structure semblable à l'amont afin de limiter les remous dès l'arrivée de l'eau dans le canal.

Enfin, la configuration qui limite au plus l'écart-type des données est la configuration numéro 1. Cette configuration correspond à la combinaison des quatre dispositifs anti-remous exposés précédemment.

En conclusion, il ressort de cette expérience que l'association des quatre dispositifs mène à un écoulement beaucoup plus calme et favorisera ainsi des mesures plus précises. Les dispositifs ont donc été installés à l'entrée du canal expérimentale comme indiqué sur le schéma à la FIGURE 3.19.

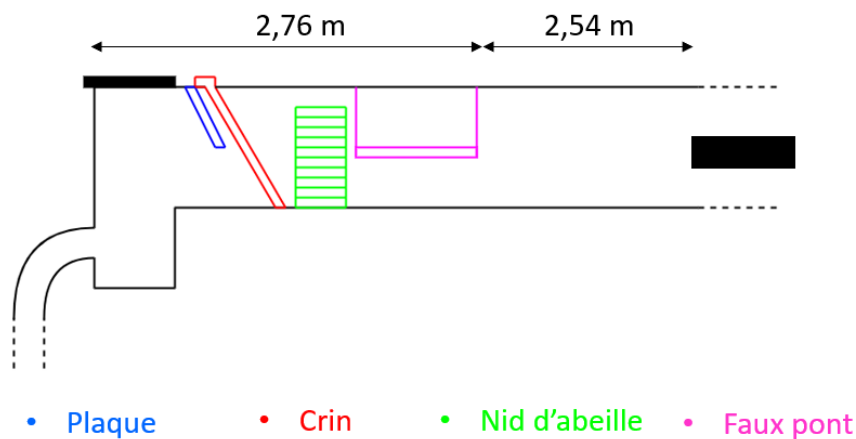


FIGURE 3.19 – Disposition finale des dispositifs anti-remous

# Chapitre 4

## Protocole de laboratoire

Dans ce chapitre, les conditions d'expérimentation et le protocole de laboratoire vont être détaillés.

### 4.1 Positionnement du matériel de laboratoire

Le matériel de laboratoire a été détaillé dans le chapitre précédent. Les sondes et les tubes de Pitot peuvent être placés n'importe où dans le canal. Il est donc important de préciser leur position avant de commencer les essais. La position des instruments de mesure est donc visible à la FIGURE 4.1.

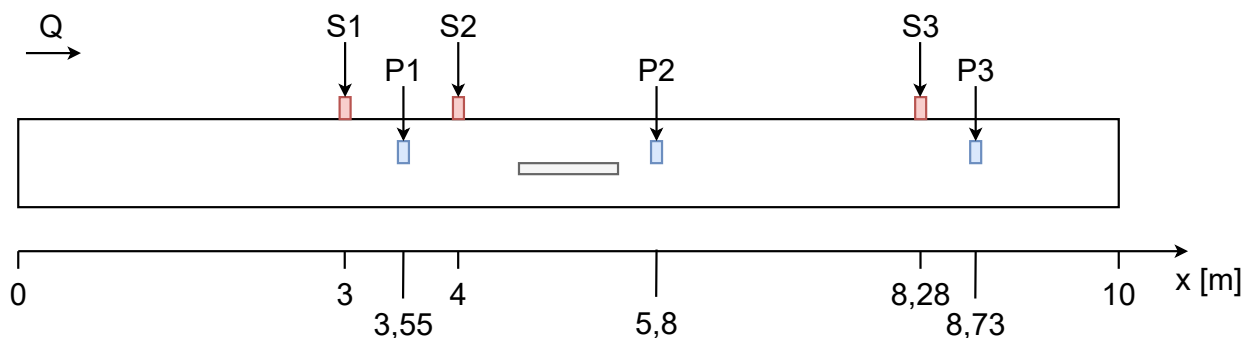


FIGURE 4.1 – Positionnement du matériel de mesure dans le canal de laboratoire

### 4.2 Étude temporelle

Ensuite, afin de pouvoir élaborer le protocole de laboratoire, il a fallu déterminer les temps de mise à l'équilibre de l'écoulement. En effet, le canal étant assez long, il faut un certain temps avant d'atteindre le régime établi. De plus, une étude a été menée pour déterminer le temps d'acquisition des données d'un essai. Il faut ainsi s'assurer de collecter suffisamment de données pour avoir une moyenne fiable.

#### 4.2.1 Étude du temps de mise à l'équilibre

Pour pouvoir déterminer le temps de mise à l'équilibre, plusieurs essais ont été conduits dans le canal. Ceux-ci se sont déroulés de la manière suivante :

- Les conditions limites initiales de l'écoulement sont fixées
- Après deux minutes, le débit est augmenté
- L'essai est arrêté après dix minutes

Les données récoltées pendant un essai sont visibles à la FIGURE 4.2. Le débit initial était fixé à 72,5 l/s. Il a été augmenté jusqu'à 76 l/s. Il est possible de voir sur la figure le moment où le débit a commencé à augmenter. Après environ 4 à 5 minutes, les données s'équilibrent. Il ressort alors de cette expérience qu'il faudra attendre au moins 5 minutes entre les différentes configurations étudiées.

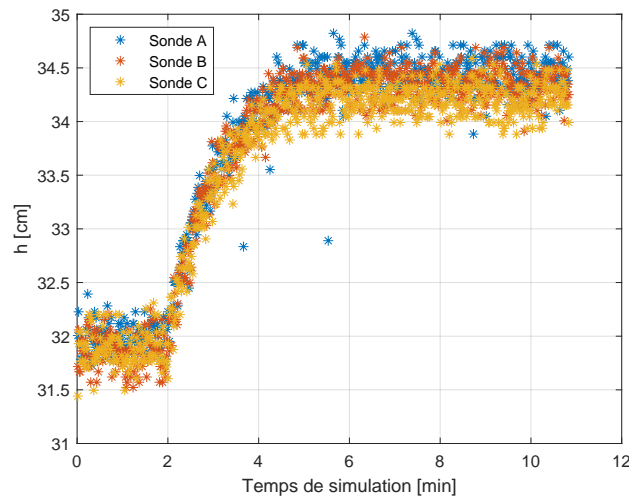


FIGURE 4.2 – Graphique des données récoltées par sonde en fonction du temps

#### 4.2.2 Étude du temps d'expérimentation par essai

Ensuite, afin de déterminer le temps d'essai qui assurera des données fiables, un essai de dix minutes a été réalisé une fois que le régime a été établi. Les moyennes sont calculées en considérant chaque fois plus de données. Le temps minimum d'essai sera alors donné lorsque la moyenne ne varie plus. Les résultats à la FIGURE 4.3 montrent, qu'après six minutes, les moyennes ne varient presque plus. Les essais de laboratoire feront donc minimum six minutes afin d'obtenir des résultats robustes.

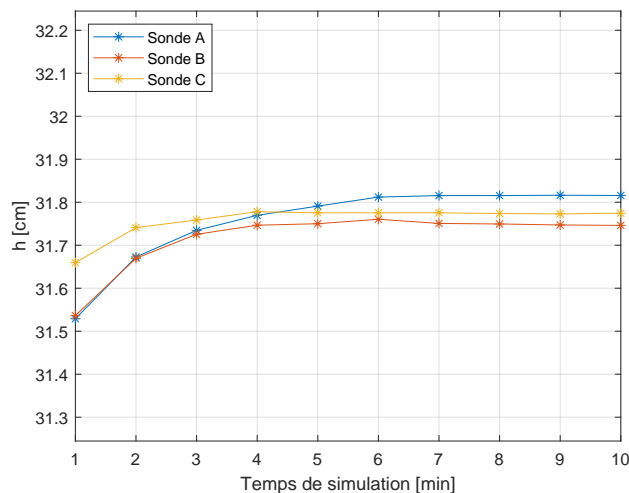


FIGURE 4.3 – Graphique des moyennes calculées par sonde en fonction du temps d'essai

### 4.3 Configurations étudiées

À présent, vu que les contraintes techniques relatives au protocole de laboratoire ont été exposées, il faut caractériser les différents essais qui vont être effectués. Dans le cadre de ce travail de fin d'étude, deux types d'écoulements sont étudiés : le pont noyé (type 1 de la revue de littérature) et le pont submergé (type 8 de la revue de littérature).

Pour chacun d'entre eux, trois stades d'écoulement vont être observés. Le stade correspond au rapport entre la hauteur amont et la hauteur de l'ouverture. En d'autres termes, trois hauteurs d'eau amont différentes vont être étudiées à l'aide de trois débits. La hauteur de la vanne reste, quant à elle, constante.

Ensuite, il va falloir faire varier la hauteur de la vanne pour obtenir des couples hauteurs-Froude différents. Trois configurations de vanne vont être ainsi testées. Enfin, pour que les résultats soient robustes, chaque configuration expliquée ci-dessus sera répétée aussi trois fois.

Un essai durera dix minutes. Cinq minutes seront laissées entre chacun d'eux afin que l'écoulement soit bien à l'équilibre. Les essais durent plus longtemps que le temps nécessaire minimum décrit à la section précédente, car des mesures de Pitot doivent être effectuées simultanément. En effet, à chaque configuration étudiée, l'ensemble des tubes de Pitot sera mesuré trois fois : une première fois après 5 minutes, une seconde fois après 7,5 minutes et enfin une troisième fois après 10 minutes de temps d'essais.

#### 4.3.1 Essais pour le pont noyé

Dans le diagramme visible à la FIGURE ?? il est possible de voir les conditions limites fixées pour chaque essai effectué pour l'écoulement de type « Pont noyé ».

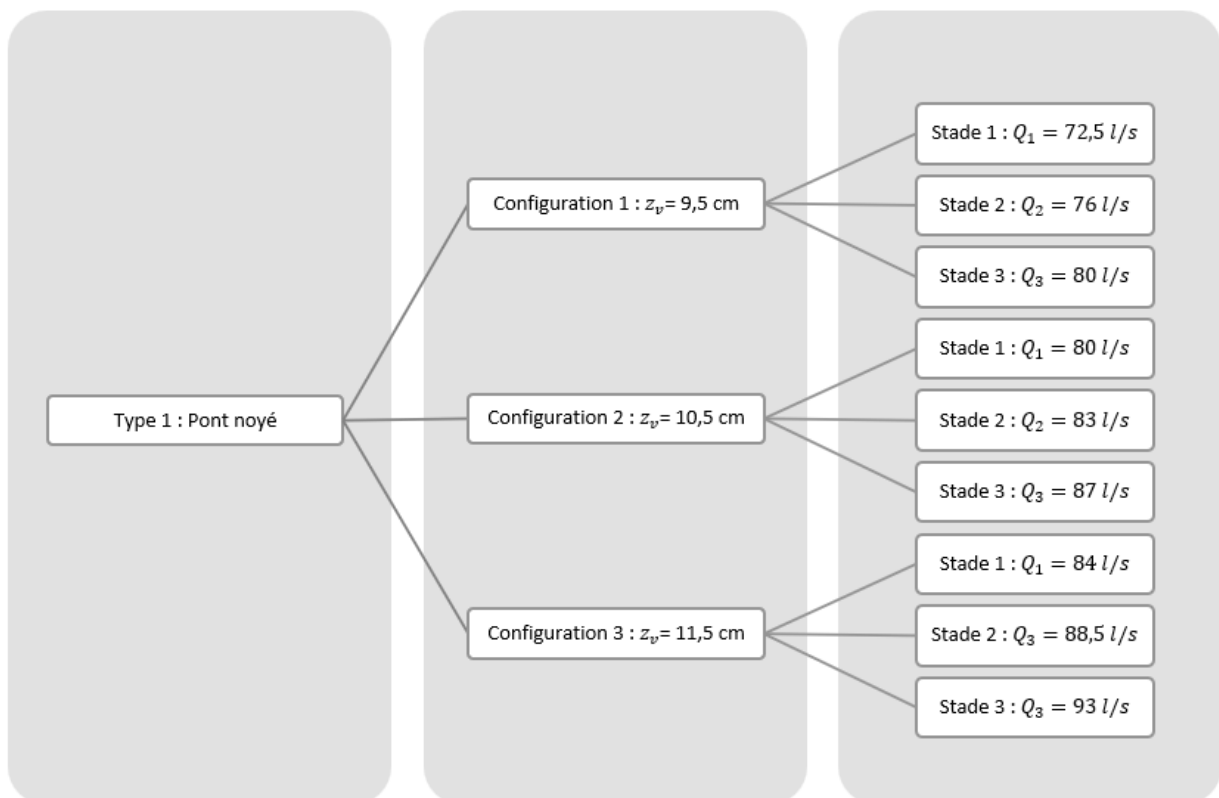


FIGURE 4.4 – Présentation des essais effectués pour le type « Pont noyé »

### 4.3.2 Essais pour le pont submergé

Dans le diagramme visible à la FIGURE ?? il est possible de voir les conditions limites fixées pour chaque essai effectué pour l'écoulement de type « Pont submergé ».

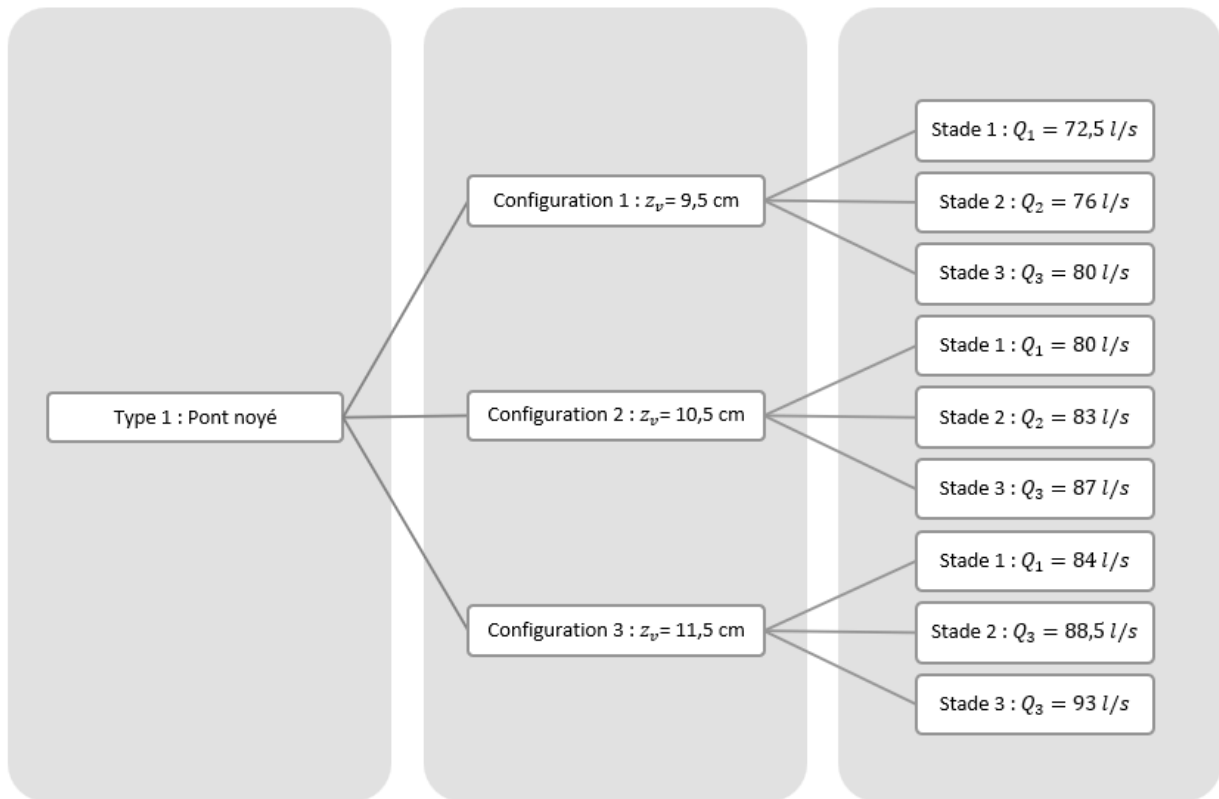


FIGURE 4.5 – Présentation des essais effectués pour le type « Pont submergé »

## 4.4 Traitement des données

Lorsque les données sont récupérées, celles-ci doivent être traitées afin d'éliminer les mesures aberrantes. Pour ce faire, les données sont assumées suivre une distribution normale. Cette hypothèse a déjà été utilisée dans le chapitre précédent lorsque l'écart-type des données a été analysé pour déterminer le meilleur dispositif anti-remous.

La moyenne et l'écart type sont alors calculés suivant les formules correspondant à la Loi Normale :

$$\mu = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i \quad (4.1)$$

$$\sigma = \sqrt{\left(\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i^2\right) - \left(\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i\right)^2} \quad (4.2)$$

Avec ces valeurs, il est possible de définir un intervalle de fluctuation qui concentre la majorité des données. Il a été choisi de prendre un intervalle de fluctuation égal à deux fois l'écart-type. L'intervalle  $[\mu - 2\sigma; \mu + 2\sigma]$  ainsi défini comprend 95,45% du jeu de données. Grâce à cette manipulation, il est possible de se défaire des quelques valeurs manifestement aberrantes toujours possibles lors d'expériences menées en laboratoire.

# Chapitre 5

## Présentation des résultats et des observations

Ce chapitre va être consacré à la présentation des résultats obtenus au cours des essais de laboratoire, présentés au chapitre précédent. Il va se présenter en deux parties : d'abord, les essais effectués sur le pont en conditions « noyé », ensuite en conditions « submergé ».

### 5.1 Résultats des essais pour le type « Pont noyé »

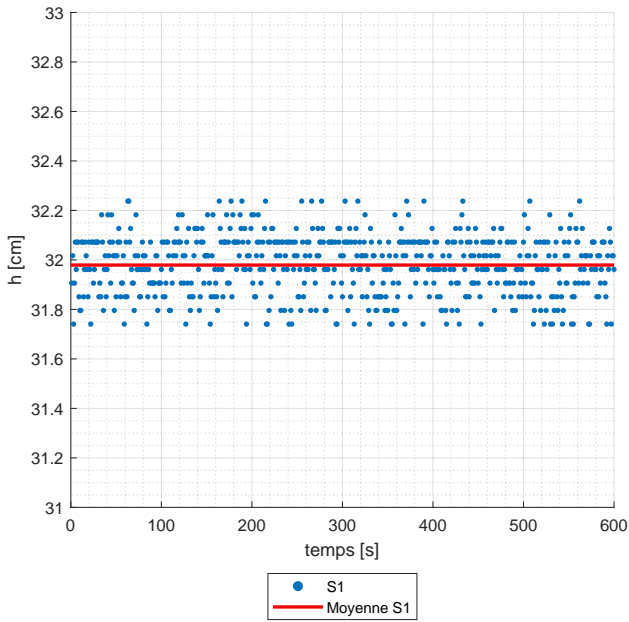
Les différents essais détaillés à la FIGURE 4.4 ont donc été effectués. Pour rappel, chacune des neuf configurations présentées a été répétée à trois reprises.

#### 5.1.1 Résultats intermédiaires pour une configuration

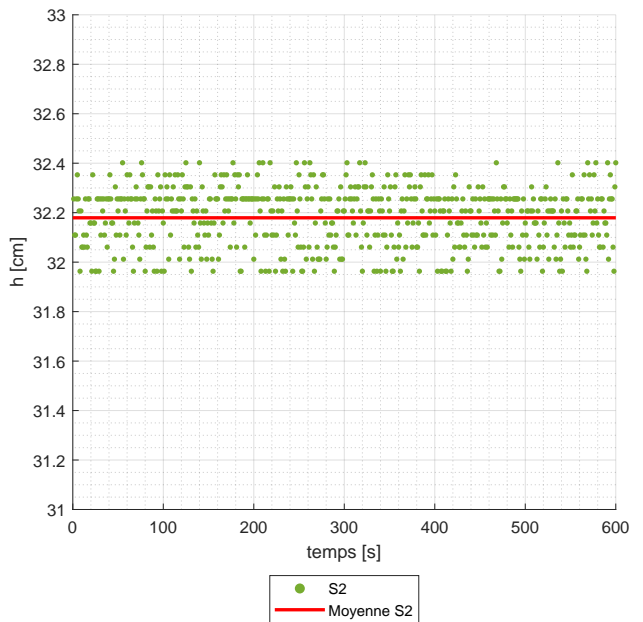
Lorsque les résultats sont récupérés, ils passent d'abord par le calibrage, ensuite par le traitement des données. Une fois ces manipulations terminées, les résultats sont alors analysés par sonde. Une moyenne est ainsi calculée pour chaque sonde.

Le premier essai a comme conditions limite un débit de 72,5 l/s et une ouverture de vanne égale à 9,5 cm. L'expérience a alors donné les résultats suivants affichés à la FIGURE 5.1. De cette figure, il est possible de faire la première observation suivante : les données récoltées varient dans un intervalle de maximum 5 mm. Cela est acceptable considérant que l'on étudie un écoulement en canal de laboratoire et donc que la surface libre ne sera jamais complètement plate. La moyenne est alors calculée et représentée par une ligne rouge sur la figure. Il est important de rappeler que les sondes ont une précision de l'ordre du millimètre.

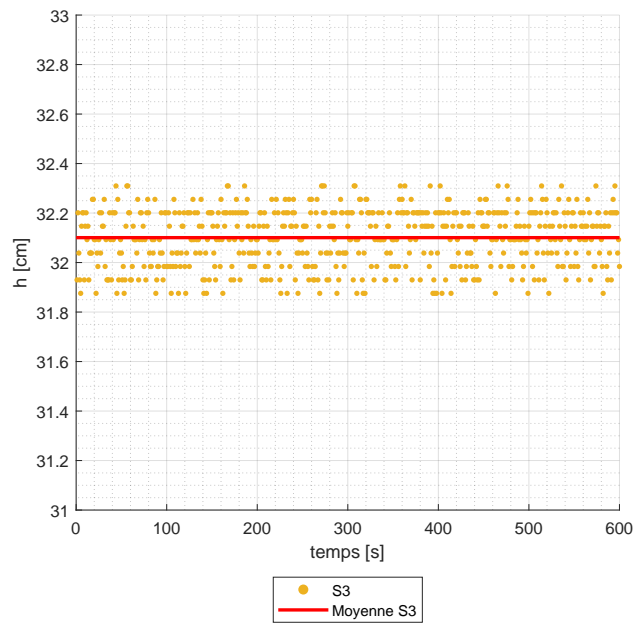
La FIGURE 5.1 montre les résultats d'une première expérience. Comme indiqué précédemment, cette expérience est répétée trois fois. À la fin des trois répétitions, il sera obtenu trois valeurs moyennes de hauteur d'eau par sonde. Il faut donc faire la moyenne de celle-ci afin d'obtenir les résultats finaux de la configuration étudiée. Les résultats des trois répétitions de la configuration détaillée dans ce paragraphe sont exposées dans la TABLE 5.1. Les sondes renvoient des résultats précis au millimètre près. Il est possible de voir que pour cette configuration, les lignes d'eau sont horizontales. Cependant, il y a une différence d'un millimètre entre les répétitions. Cela peut être expliqué par la précision des sondes ou du débitmètre. En effet, le débit est lu en début d'essai mais il y a une possibilité que celui-ci varie un peu au cours du temps. Dans la dernière colonne du tableau, il est alors possible de voir les résultats moyens de hauteur d'eau pour cette première configuration étudiée. Ces résultats sont représentés dans le plan à la FIGURE 5.2. La



(a) Résultats de la sonde 1



(b) Résultats de la sonde 2



(c) Résultats de la sonde 3

FIGURE 5.1 – Données récupérées lors d'un essai



	Répétition 1	Répétition 2	Répétition 3	Moyenne
Sonde 1	32,1	32,2	32,3	32,2
Sonde 2	32,1	32,2	32,3	32,2
Sonde 3	32,1	32,2	32,3	32,2

TABLE 5.1 – Résultats de hauteur d'eau  $h$  [mm] pour une configuration

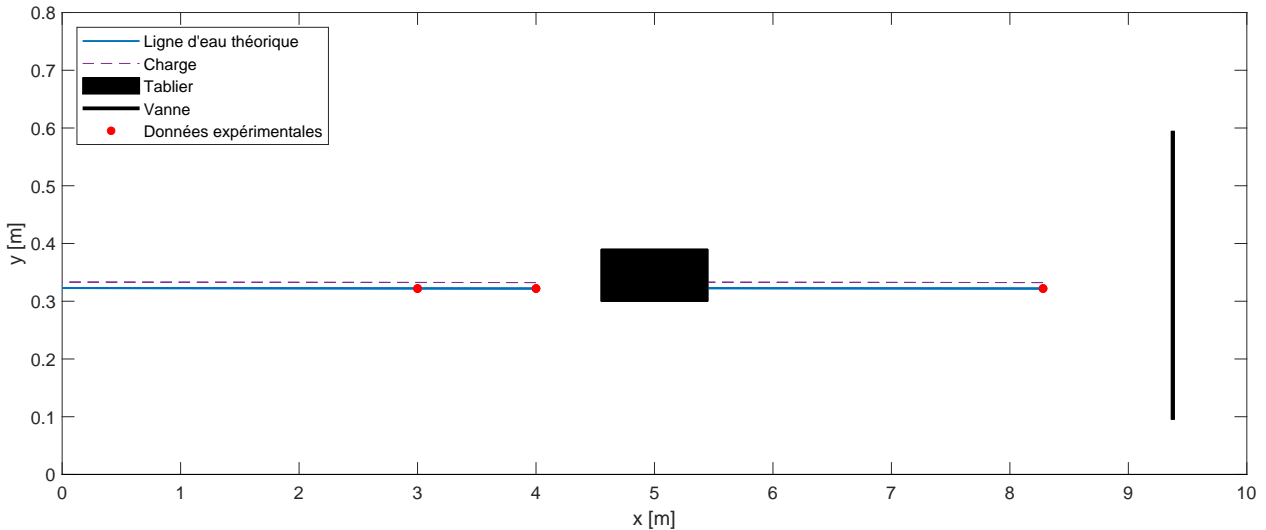


FIGURE 5.2 – Résultats pour la configuration  $Q = 72,5$  l/s et  $z_v = 9,5$  cm

ligne d'eau théorique calculée à partir des mesures a été ajoutée sur le graphique ainsi que la charge correspondante.

L'opération est répétée pour chaque configuration réalisée selon l'organigramme ???. Le processus ne sera dès lors pas détaillé pour les autres expériences.

### 5.1.2 Résultats finaux pour toutes les configurations

Les résultats suivants sont alors obtenus pour les expériences en type « Pont noyé ». La FIGURE 5.3 regroupe les expériences réalisées avec la même hauteur de vanne. Avec ce choix de représentation, il est donc possible de voir les trois stades d'écoulement étudiés. Comme à la section précédente, les lignes d'eau théorique et charges correspondantes ont été ajoutées. Pour rappel, les données expérimentales sont précises au millimètre près. Il est normalement demandé d'indiquer l'intervalle d'incertitude autour des données. Cependant, suite à l'échelle des graphiques choisie, ce dernier n'est pas visible.

La différence  $\Delta$  entre la hauteur amont et aval est indiquée dans les tableaux de données.

Il ressort de ces graphiques qu'il y a très peu de différence de hauteur d'eau entre l'amont et l'aval du tablier. Le  $\Delta$  maximum apparaît pour le plus grand débit,  $Q = 92,5$  l/s, et la plus grande ouverture de vanne,  $z_v = 11,5$  cm.

Lors des essais, il a été possible d'observer, comme l'indiquait [Picek et al., 2007], une augmentation de la hauteur d'eau locale juste à la rencontre entre l'écoulement et le tablier. Une hauteur contractée est aussi visible juste à l'arrière du tablier. Des photos prises pendant les essais sont visibles à la FIGURE 5.4.

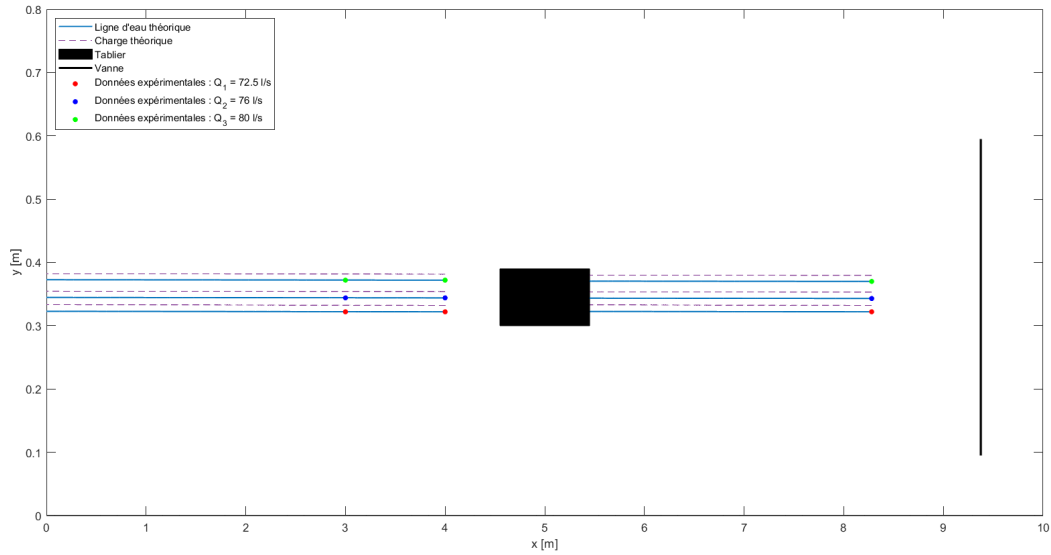


FIGURE 5.3 – Résultats pour les configurations  $z_v = 9,5$  cm

Débit [l/s]	Hauteur d'eau [cm]			$\Delta$ [cm]
	Sonde n°1	Sonde n°2	Sonde n°3	
$Q_1 = 72,5$	32,2	32,2	32,2	0
$Q_2 = 76$	34,4	34,4	34,3	0,1
$Q_3 = 80$	37,2	37,2	37	0,2

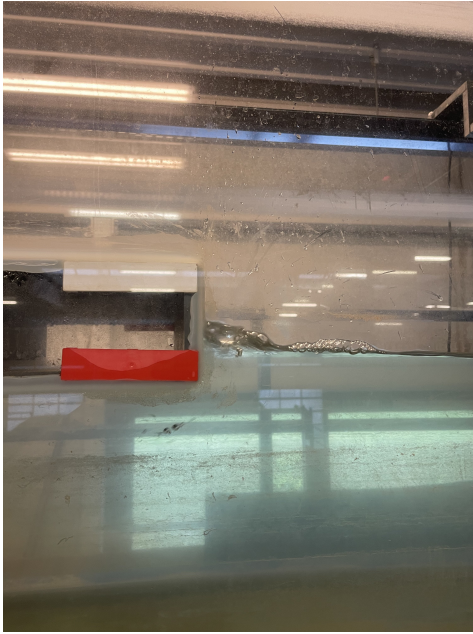
TABLE 5.2 – Résultats pour les configurations  $z_v = 9,5$  cm

Débit [l/s]	Hauteur d'eau [cm]			$\Delta$ [cm]
	Sonde n°1	Sonde n°2	Sonde n°3	
$Q_1 = 80$	32,5	32,4	32,4	0
$Q_2 = 83$	34,3	34,2	34,1	0,1
$Q_3 = 87$	37	37	36,7	0,3

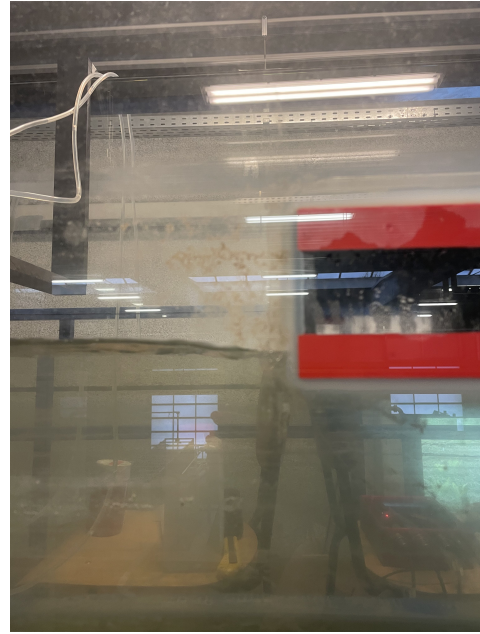
TABLE 5.3 – Résultats pour les configurations  $z_v = 10,5$  cm

Débit [l/s]	Hauteur d'eau [cm]			$\Delta$ [cm]
	Sonde n°1	Sonde n°2	Sonde n°3	
$Q_1 = 84$	30,9	31	31	0
$Q_2 = 88$	33,3	33,4	33,2	0,2
$Q_3 = 93$	36,1	36,4	36	0,4

TABLE 5.4 – Résultats pour les configurations  $z_v = 11,5$  cm



(a) Augmentation locale de la hauteur d'eau à l'amont du tablier



(b) Contraction locale de la hauteur d'eau à l'aval du tablier

FIGURE 5.4 – Observations aux bords du tablier en condition noyé

## 5.2 Résultats des essais pour le type « Pont submergé »

Le même procédé que pour le pont noyé a été appliqué aux expériences pour le pont submergé. Les résultats des sondes sont alors visibles dans les tableaux suivants.

Il ressort de ces résultats que la perte de charge est relativement plus importante qu'en condition "noyé". Cependant, le  $\Delta$  du 3ème débit est toujours plus faible que les autres. En effet, cela correspond au moment où l'écoulement sous le tablier est noyé.

Lorsque les essais ont été réalisés, il a pu être observé l'écoulement sur le pont. L'écoulement passant au-dessus du tablier est d'abord accéléré. Il est possible de voir alors une diminution de la hauteur d'eau sur le tablier par rapport à l'amont. Ce phénomène est visible sur la photographie à la FIGURE 5.6a. Ensuite à l'aval, lors du premier stade observé ( $Q_1$ ), l'écoulement sur le tablier plonge dans l'écoulement à l'aval. La photo à la FIGURE 5.6b montre ce phénomène. Ensuite, quand la hauteur d'eau à l'aval augmente, le phénomène est moins visible mais toujours présent. L'écoulement entre dans un régime noyé.

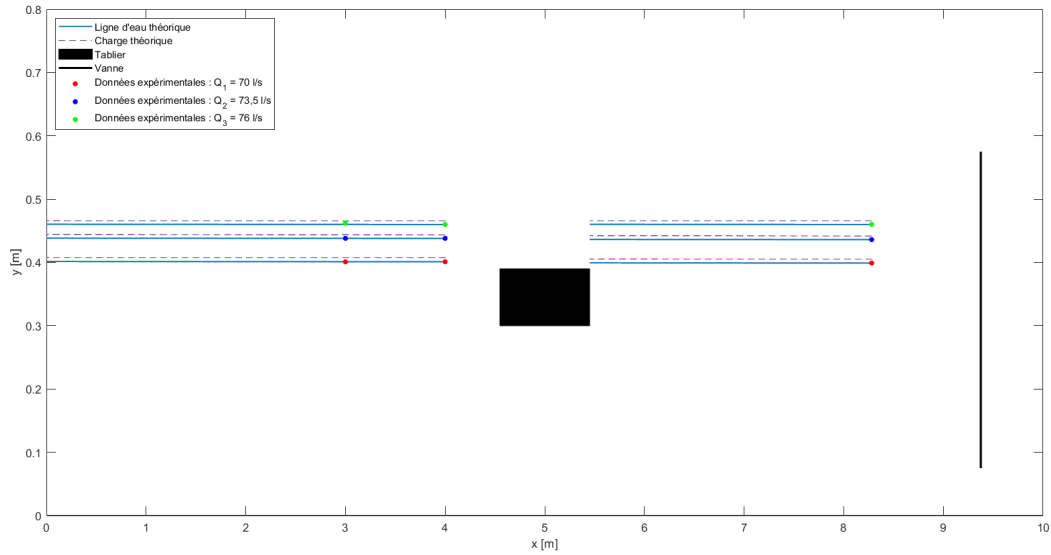


FIGURE 5.5 – Résultats pour les configurations  $z_v = 7,5$  cm

Débit [l/s]	Hauteur d'eau [cm]			$\Delta$ [cm]
	Sonde n°1	Sonde n°2	Sonde n°3	
$Q_1 = 70$	40,1	40,1	39,9	0,2
$Q_2 = 73,5$	43,8	43,8	43,6	0,2
$Q_3 = 76$	46,2	46	46	0

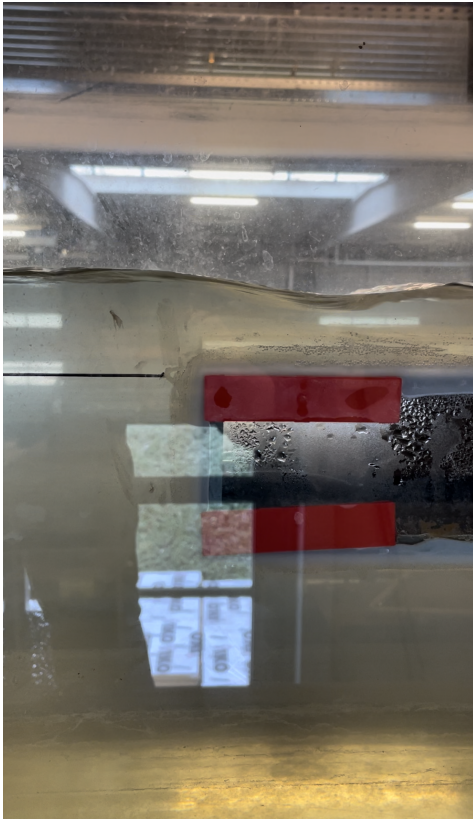
TABLE 5.5 – Résultats pour les configurations  $z_v = 7,5$  cm

Débit [l/s]	Hauteur d'eau [cm]			$\Delta$ [cm]
	Sonde n°1	Sonde n°2	Sonde n°3	
$Q_1 = 76,5$	40,5	40,4	40,2	0,2
$Q_2 = 80$	43,7	43,7	43,5	0,2
$Q_3 = 83,5$	46,9	46,8	46,7	0,1

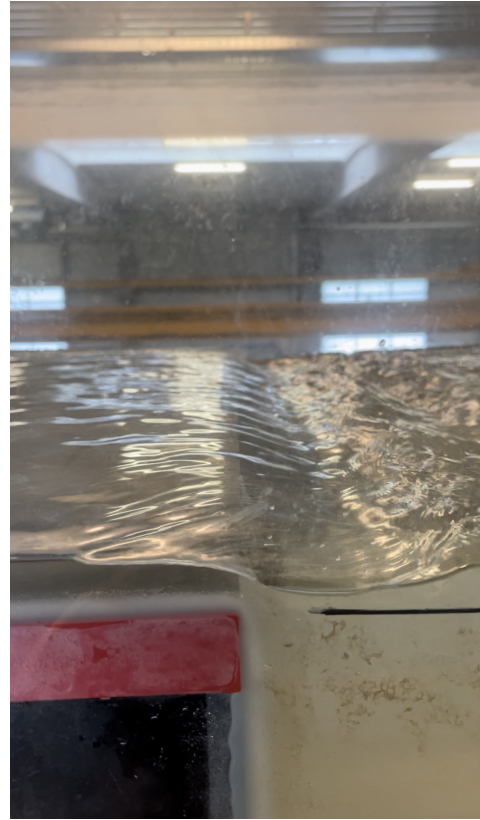
TABLE 5.6 – Résultats pour les configurations  $z_v = 8,5$  cm

Débit [l/s]	Hauteur d'eau [cm]			$\Delta$ [cm]
	Sonde n°1	Sonde n°2	Sonde n°3	
$Q_1 = 85$	40,3	40,2	39,9	0,3
$Q_2 = 89,5$	44	44	43,6	0,4
$Q_3 = 92,5$	46,7	46,6	46,4	0,2

TABLE 5.7 – Résultats pour les configurations  $z_v = 9,5$  cm



(a) Accélération de l'écoulement à l'amont du tablier



(b) Écoulement plongeant à l'aval du tablier

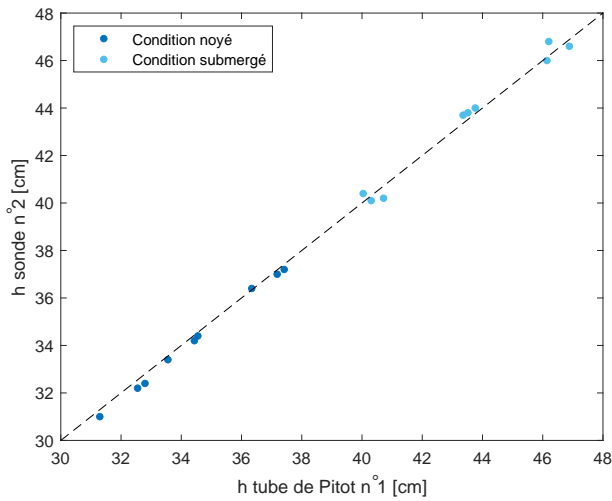
FIGURE 5.6 – Observations aux bords du tablier en condition submergé

### 5.3 Résultats donnés par les tubes de Pitot

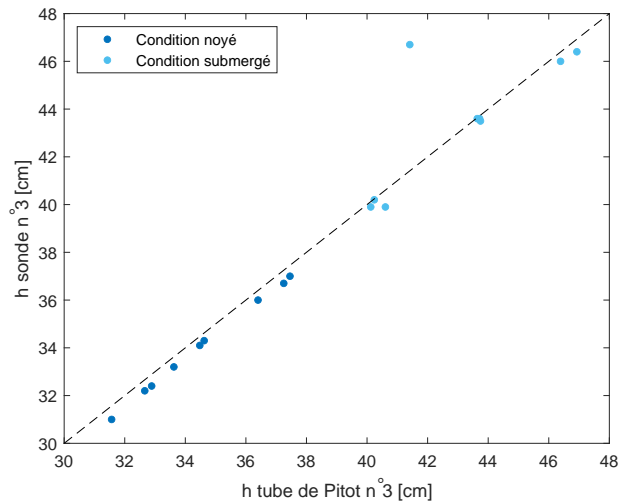
Les tubes de Pitot ont permis aussi de récolter une grande quantité d'informations.

Tout d'abord, les hauteurs d'eau des tubes de Pitot peuvent être comparées avec les sondes à proximité. Ainsi, les valeurs de hauteur mesurées par le tube de Pitot n°1 vont être comparées avec les mesures de la sonde n°2. Les valeurs mesurées par le tube de Pitot n°3 seront comparées avec les mesures de la sonde n°3. Le positionnement et la numérotation des sondes étaient, pour rappel, exposés à la FIGURE 4.1. Les deux graphiques à la FIGURE 5.7 sont alors obtenus.

Il ressort de ces graphiques que les tubes de Pitot et les sondes mesurent des grandeurs similaires concernant les hauteurs d'eau. Cela est facilement compris grâce à la diagonale tracée en pointillé sur les graphiques.



(a) Comparaison de la sonde n°2 et du tube de Pitot n°1



(b) Comparaison de la sonde n°3 et du tube de Pitot n°3

FIGURE 5.7 – Comparaison des hauteurs d'eau mesurée par les sondes et les tubes de Pitot

Ensuite, les tubes permettent également de mesurer la vitesse d'un écoulement. Le tube de Pitot n°2 mesure la vitesse sous le tablier de pont. La vitesse du Pitot n°2 va alors être comparée avec la vitesse théorique sous le tablier du pont.

La vitesse théorique est calculée selon l'équation suivante :

$$V = \frac{Q}{y_t * b} \quad (5.1)$$

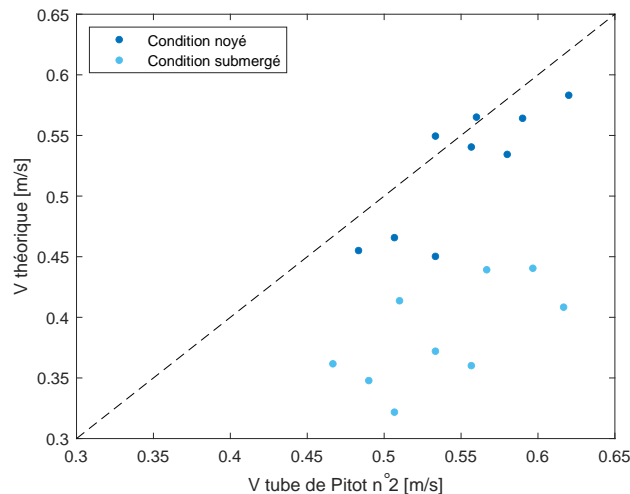


FIGURE 5.8 – Comparaison de la vitesse théorique sous le tablier et de la vitesse mesurée par la sonde n°2

Le graphique montre que la vitesse mesurée en condition "noyé" suit la tendance des valeurs théoriques. En effet, les données sont distribuées autour de la diagonale indiquée en pointillée sur le graphique. Toutefois, les valeurs de vitesse en conditions "submergé" sont loin des valeurs théoriques. En effet, cela est totalement logique car un pourcentage du débit doit passer par le dessus du tablier. Il faudra donc attendre une étude plus détaillée de l'écoulement pour voir si la valeur mesurée se rapproche de la véritable vitesse passant sous le tablier.

Enfin, les tubes de Pitot vont permettre de calculer une perte de charge en l'amont et l'aval du tablier. Il va donc être possible de comparer celle-ci avec celle trouvée par les sondes.

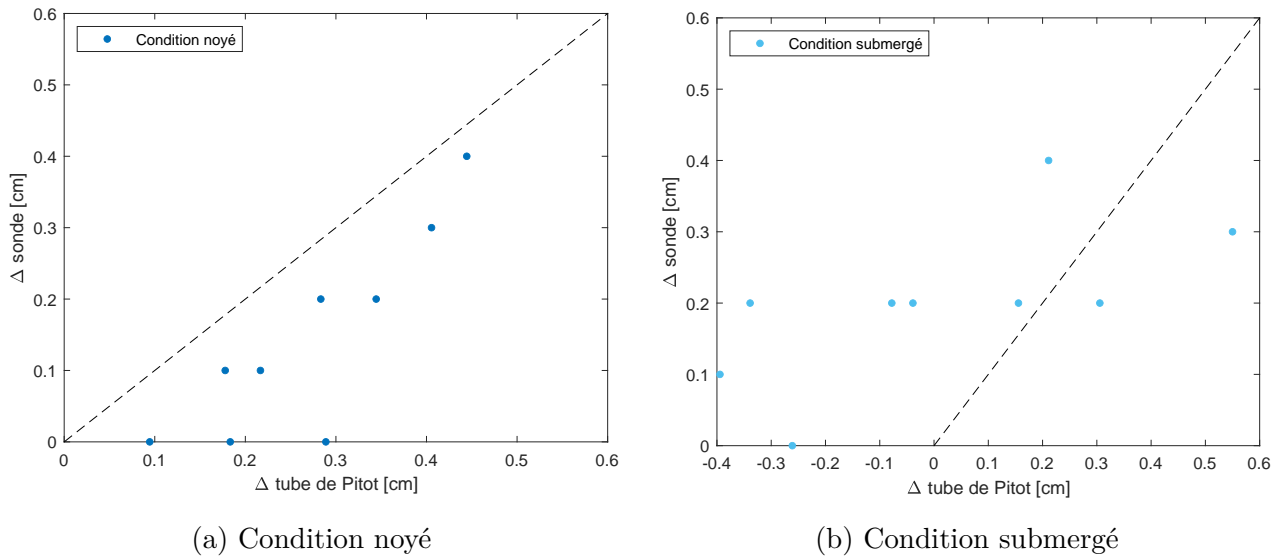


FIGURE 5.9 –  $\Delta$  mesurés par les tubes de Pitot en fonction du  $\Delta$  donnés par les sondes

Les graphiques ont été séparés en fonction de la condition d'écoulement. D'abord, il y a la FIGURE 5.9a les données récoltées en condition « noyé ». Il ressort de ce graphique que les tubes de Pitot donnent des mesures qui suivent la tendance des sondes, mais qu'ils sous-estiment le  $\Delta$ .

Ensuite, la FIGURE 5.9b montre quant à elle des données beaucoup plus disparates. Le graphique montre même des  $\Delta$  négatifs, ce qui n'est physiquement pas acceptable. Il faut rappeler que les tubes de Pitot ont aussi leur lot d'incertitudes. Tout d'abord, la diffraction qui influence ce que l'on voit de l'extérieur quand on regarde les tubes. Ensuite, les mesures sont effectuées à la main à l'aide d'une latte graduée. Il pèse donc possiblement toujours une certaine imprécision sur les valeurs récoltées. C'est pourquoi ces valeurs négatives seront prises à 0. Les autres valeurs restent tout de même dispersées, il est donc difficile de déduire une tendance de ces données.

# Chapitre 6

## Analyse des résultats

Maintenant que les résultats ont été exposés, il faut les comparer avec les références présentées au chapitre 2.

### 6.1 Comparaison des résultats avec la littérature

Les mesures relevées dans la présente étude divergent très largement des valeurs calculées à partir de la littérature.

Par exemple, voici la comparaison entre les mesures de hauteur amont en conditions « noyé » et les valeurs théoriques calculées par la formule de [Hamill, 1999] 2.1.

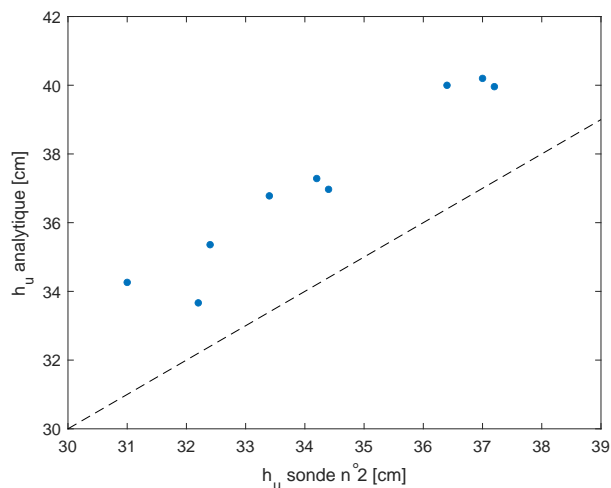


FIGURE 6.1 – Comparaison des hauteurs d'eau amont mesurées et calculées selon [Hamill, 1999]

Selon [Hamill, 1999], il devrait y avoir plusieurs centimètres de perte de charge entre l'amont et l'aval. Les comparaisons avec les autres formules de la littérature donnent des résultats similaires.

Il en ressort que la littérature ne permet pas de prédictions correctes visant les expériences qui se passent dans le canal de laboratoire.



## 6.2 Élaboration d'une nouvelle relation de perte de charge

Dans le paragraphe précédent, il apparaît donc que les références au sein la littérature n'offrent pas de prédictions fiables possibles concernant les données récupérées en laboratoire. De ce fait, une nouvelle relation va tenter d'être établie entre la hauteur aval  $y_d$  et la hauteur amont  $y_u$ .

Cette nouvelle relation va s'établir sur base de l'équation de Bernoulli :

$$H_u = H_d + \Delta H \quad (6.1)$$

où  $\Delta H$  correspond à une perte de charge causée par le franchissement du pont par l'écoulement. La perte de charge va être exprimée comme un terme proportionnel à  $\frac{V^2}{2g}$ . Il faut à présent déterminer quel est ce multiple, soit le coefficient de perte de charge.

### 6.2.1 Coefficient de perte de charge k

D'après l'ouvrage de [Idelchik and Meury, 1986], Memento des pertes de charges, le coefficient de perte de charge induit par le pont est « *le rapport de pression perdue  $\Delta H$  (perte d'énergie spécifique) à la pression dynamique dans la section considérée* ». Ainsi, le coefficient peut être exprimé de la manière suivante :

$$k = \frac{\Delta H}{\frac{V^2}{2g}} \quad (6.2)$$

Le coefficient de perte de charge k pour les différentes configurations peut alors être évalué. Pour cela, les termes de l'équation 6.2 vont être remplacés par les données des expériences réalisées. À l'aide, du débit Q, de la hauteur mesurée amont  $y_u$  et aval  $y_d$ , on obtient le terme  $\Delta H$ .

$$\Delta H = H_u - H_d \quad (6.3)$$

$$\iff \Delta H = h_u + \frac{V_u^2}{2g} - h_d - \frac{V_d^2}{2g} \quad (6.4)$$

$$\iff \Delta H = h_u + \frac{\left(\frac{Q}{h_u b}\right)^2}{2g} - h_d - \frac{\left(\frac{Q}{h_d b}\right)^2}{2g} \quad (6.5)$$

Pour évaluer le terme  $\frac{V^2}{2g}$ , c'est la vitesse sous le pont qui va être utilisée. Le terme peut donc être développé de la manière suivante :

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{\left(\frac{Q}{z_t b}\right)^2}{2g} \quad (6.6)$$

Finalement, à l'aide des données des tableaux 5.7, 5.3 et 5.4, il est obtenu le graphique à la FIGURE 6.2.

Sur celui-ci, k est tracé en fonction du ratio adimensionnel  $\frac{h_u}{z_t} \times \frac{h_d}{z_t}$ . Une tendance se dessine sur ce graphique. Une interpolation linéaire est alors effectuée. Il en résulte la droite tracée visible sur la figure. L'équation de cette droite nous donne alors une relation linéaire entre k et  $\frac{h_u}{z_t} \times \frac{h_d}{z_t}$ . Il est intéressant de noter qu'aux alentours de  $\frac{h_u}{z_t} \times \frac{h_d}{z_t} = 1,1$  les pertes de charges sont

nulles. Il est possible de faire le lien avec [Hamill, 1999] qui indique que pour une submersion inférieure à 1,1, le régime d'écoulement de type 1 n'est pas établi (chapitre 2 section 2.1.1).

La relation empirique suivante est alors trouvée pour le coefficient k :

$$\begin{cases} \forall \left( \frac{h_u}{z_t} \times \frac{h_d}{z_t} > 1,1 \right) : & k = 0,3915 \times \left( \frac{h_u}{z_t} \times \frac{h_d}{z_t} \right) - 0,4298 \\ \text{sinon} : & k = 0 \end{cases} \quad (6.7)$$

À la FIGURE 6.3, le coefficient k a été tracé en fonction du nombre de Froude. Contrairement à la FIGURE 6.2, il n'y a pas relation visible entre k et le nombre de Froude.

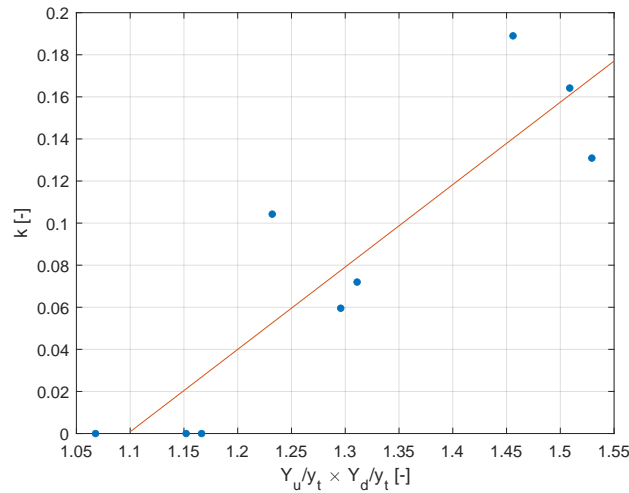


FIGURE 6.2 – Coefficient de perte de charge k en fonction de  $\frac{h_u}{z_t} \times \frac{h_d}{z_t}$

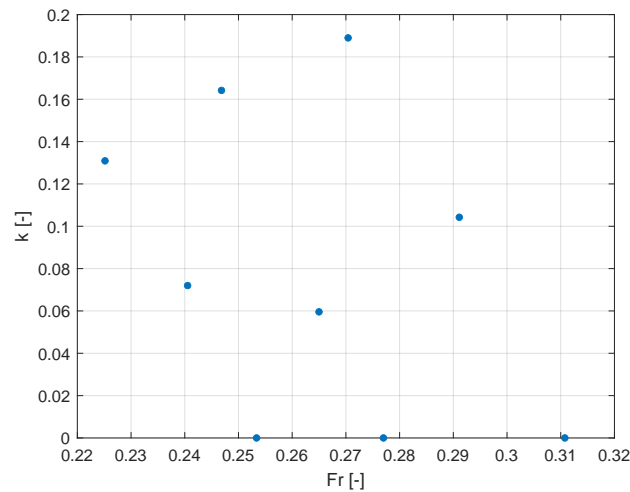


FIGURE 6.3 – Coefficient de perte de charge k en fonction du nombre de Froude Fr

À présent que le coefficient de perte de charge k a été développé, il faut vérifier que celui-ci permette bien de prédire le comportement de l'écoulement autour du tablier.

## 6.2.2 Écoulement en condition « Pont noyé »

Les résultats de l'écoulement en conditions "noyé" vont permettre de vérifier la nouvelle formulation de la relation entre l'amont et l'aval de l'obstacle.

Pour ce faire, la hauteur aval et le débit vont être considérés comme connus. La hauteur amont va ensuite être calculée à partir de la formule suivante :

$$H_u = H_d + k \frac{V^2}{2g} \quad (6.8)$$

Voici alors les résultats obtenus comparés aux résultats expérimentaux :

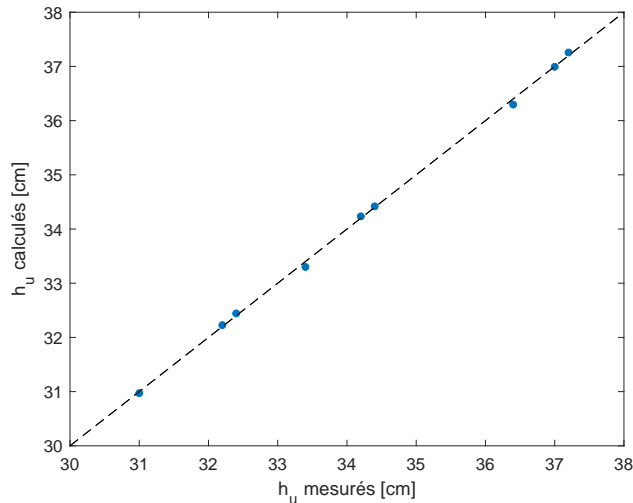


FIGURE 6.4 –  $h_u$  calculé par la relation 6.8 en fonction de  $h_u$  mesuré par les sondes

Sans surprise, les données mesurées et calculées sont similaires. La loi empirique met donc bien en relation l'amont et l'aval de la structure et permet de prédire ce qu'il va se produire.

### 6.2.3 Écoulement en condition « Pont submergé »

Il faut maintenant combiner cette nouvelle relation avec une autre loi afin de pouvoir décrire l'écoulement en condition « submergé ».

Ce travail de fin d'étude s'intéresse au principe de superposition. En effet, celui-ci indique que l'écoulement passant au travers d'un ouvrage complexe peut être décrit par la combinaison d'ouvrages simples connus.

Le tablier de pont est souvent décrit dans la littérature comme étant la combinaison d'un écoulement en orifice et d'un écoulement sur un déversoir à seuil épais. Le comportement de l'écoulement sur le tablier fait bien penser à celui d'un déversoir à seuil épais. En effet, l'écoulement observé visuellement ressemble bien à celui-ci décrit par [Hager, 2009]. Il est possible de voir à la FIGURE 6.5 quelques clichés de l'écoulement au-dessus du pont et les photographies tirés du livre de *Constructions Hydrauliques* de [Hager, 2009].



(a) Photographie effectuée lors des essais en condition submergé

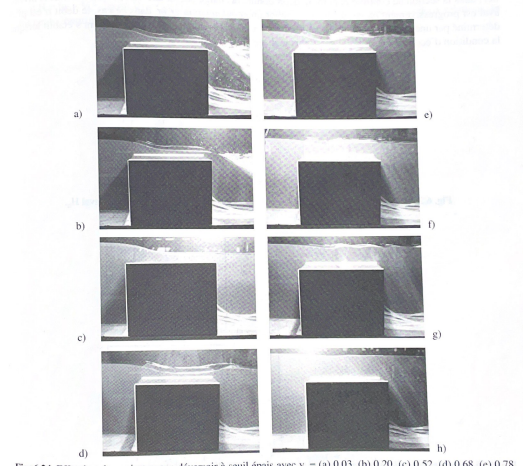


Fig. 6.24 Effet de submersion sur un déversoir à seuil épais avec  $y_1 =$  (a) 0,03, (b) 0,20, (c) 0,52, (d) 0,68, (e) 0,78, (f) 0,85, (g) 0,90, (h) 0,95.

(b) Photographies scannées du livre *Constructions Hydrauliques* de [Hager, 2009]

FIGURE 6.5 – Comparaison entre l'écoulement observé lors des essais et le livre de référence

Comme l'écoulement au-dessus du tablier semble bien correspondre à celui décrit par Hager, son énoncé de la relation de déversoir va être utilisé en combinaison avec la relation 6.8 pour décrire l'écoulement submergé.

La combinaison des deux relations 2.12 et 6.8 se passe comme ceci : une portion du débit totale,  $Q_o$ , passe par-dessous le tablier, et le reste,  $Q_{dev}$ , passe par-dessus. Les deux relations seront donc exprimées en fonction de la portion de débit qui passe par l'ouvrage qu'elles représentent. Le débit total,  $Q_{tot}$  est alors égal à la somme des deux portions de débit. Le système suivant décrit alors l'ouvrage complexe :

$$\begin{cases} Q_{dev} = C_d S b \sqrt{2g} H_{dev}^{3/2} \\ H_u = H_d + k \frac{V^2}{2g} \\ Q_{tot} = Q_{dev} + Q_o \end{cases} \quad (6.9)$$

Les équations sont alors développées de la manière suivante :

$$\begin{cases} Q_{dev} = C_d S b \sqrt{2g} \left( h_u + \frac{\left( \frac{Q_{tot}}{h_u * b} \right)^2}{2g} - (z_t + e_t) \right)^{3/2} \\ h_u + \frac{\left( \frac{Q_{tot}}{h_u * b} \right)^2}{2g} = h_d + \frac{\left( \frac{Q_{tot}}{h_d * b} \right)^2}{2g} + k \frac{\left( \frac{Q_{dev}}{z_t * b} \right)^2}{2g} \\ Q_{tot} = Q_{dev} + Q_o \end{cases} \quad (6.10)$$

Avec :

- $C_d = 0,385$  selon [Hager, 2009]
- $S = \left( 1 - \left( \frac{H_d - (z_t + e_t)}{H_u - (z_t + e_t)} \right)^2 \right)^{1/2}$  selon [Hager, 2009]
- $k$  est calculé à partir de la relation 6.7

$$\begin{cases} \forall \left( \frac{h_{up}}{z_t} \times \frac{h_d}{z_t} > 1, 1 \right) : & k = 0,3915 \times \left( \frac{h_{up}}{z_t} \times \frac{h_d}{z_t} \right) - 0,4298 \\ \text{sinon} : & k = 0 \end{cases}$$

- $b = 0.5$  m dans le canal expérimental

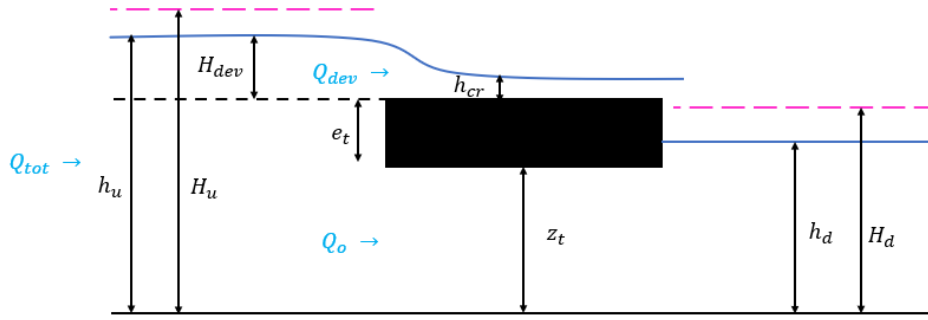


FIGURE 6.6 – Schéma de la submersion du tablier

Les inconnues de ce système sont la hauteur amont  $h_u$ , le débit passant par-dessus le tablier  $Q_{dev}$ , et le débit passant par-dessous  $Q_o$ . Cependant, il reste une dernière grandeur inconnue, la hauteur de l'écoulement passant par-dessous le pont. En effet, il est nécessaire de connaître cette grandeur pour pouvoir effectuer le calcul final. Les lignes de courant venant de l'amont sont toutes parallèles, et lorsqu'elles rencontrent l'obstacle, une partie d'entre elles vont se contracter pour passer sous le tablier. La notion de ligne de courant limite est alors introduite par [BECHOUA, 2022]. L'auteur explique que la ligne de courant limite va délimiter la portion de l'écoulement qui passera sous le tablier et celle qui passera au-dessus.

Il apparait alors deux lignes de courant limite extrêmes : une au niveau de la surface inférieure du tablier, et une autre au niveau de la surface supérieure. Ces deux lignes sont représentées sur les FIGURES suivantes :

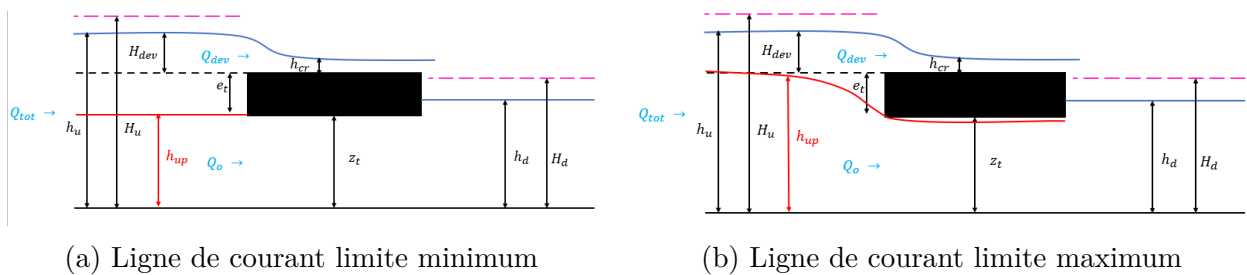


FIGURE 6.7 – Lignes de courant limites extrêmes

La véritable ligne de courant limite se trouve alors entre les deux. En faisant varier la hauteur de cette ligne, le système 6.9 a été résolu. Les résultats finaux se révèlent alors être ceux qui se rapprochent le plus des valeurs  $h_u$  mesurées par les sondes. On obtient alors le graphique suivant :

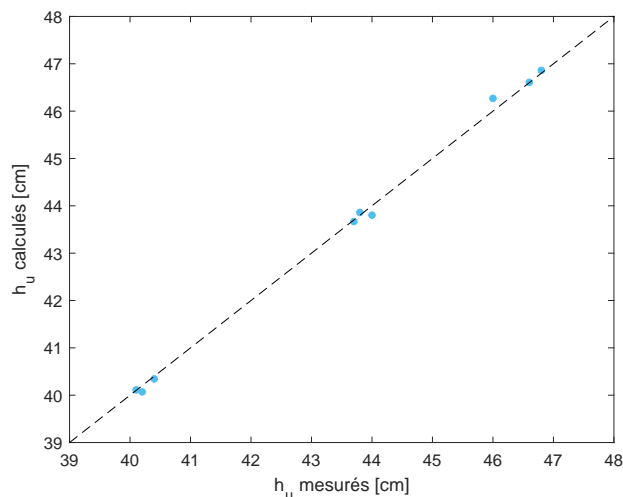


FIGURE 6.8 –  $h_u$  calculé par la relation 6.9 en fonction de  $h_u$  mesuré par les sondes

Ce graphique a été obtenu pour une hauteur de ligne de courant limite égale 32,4 cm. Il ressort de ce graphique que la relation établie décrit très bien les données récoltées lors des essais. En effet, les résultats analytiques sont pour la plupart à moins d'un millimètre de différence des données récoltées.

Concernant la répartition de débit, celle-ci peut être visible à la FIGURE 6.9 suivante. Les neuf expériences réalisées sont visibles en abscisse. Il ressort de ce graphique que plus la hauteur amont augmente, plus le débit passant par le dessus du tablier est important. Ce constat apparaît plutôt logique et semble bien tendre vers la réalité.

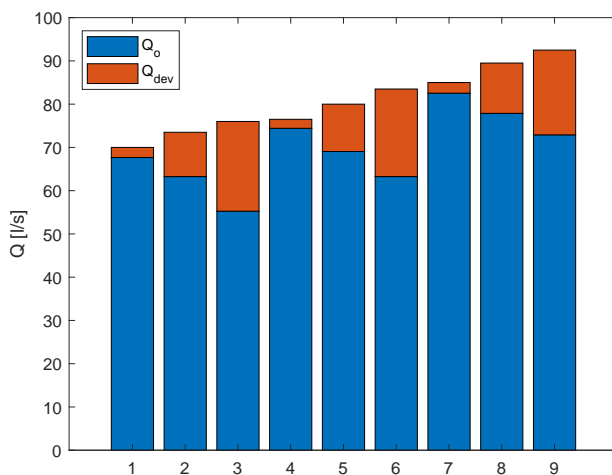


FIGURE 6.9 – Répartition des débits sous et sur le tablier

Avec cette nouvelle répartition de débit, il est possible de comparer les mesures de vitesse données par les tubes de Pitot. En effet, la FIGURE 5.8 donnait des résultats fort éloignés de la vitesse théorique calculée. Cela était expliqué par le fait que la proportion de débit passant par le dessus du tablier n'était pas connue. Maintenant que l'on connaît une répartition, il est possible de retracer le graphique de manière corrigée.

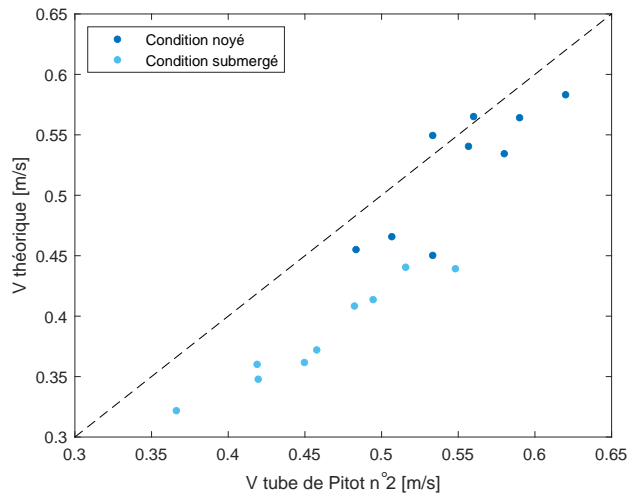


FIGURE 6.10 – Comparaison de la vitesse théorique sous le tablier et de la vitesse mesurée par la sonde n°2 corrigée

Il apparaît alors que la vitesse mesurée se révèle toujours plus faible que la vitesse calculée. Cependant, les vitesses mesurée et calculée conservent de manière générale la même tendance que la théorie. La différence avec la théorie pourrait être expliquée du fait que le profil de vitesse n'est pas uniforme sous le tablier. Il se peut ainsi que le tube de Pitot ne soit pas dans les conditions idéales pour mesurer avec exactitude la vitesse maximale. Cela expliquerait que les mesures soient systématiquement en dessous de la théorie. En effet, l'entrée du tube de Pitot est situé seulement 5 cm en dessous de la surface du tablier.

# Chapitre 7

## Discussion et pistes de réflexion

L'analyse étant terminée et une nouvelle formule empirique ayant été proposée, il est intéressant d'aborder ces résultats et de les remettre en perspective.

Premièrement, une démarche intéressante serait de voir si, avec la nouvelle formulation et des données de laboratoire différentes, la formulation permet bien une prédiction fiable du comportement de l'écoulement.

Malheureusement, les données de laboratoire sont difficiles à obtenir. En effet, il aurait été intéressant de faire l'exercice avec les données de [Picek et al., 2007], mais le tableau synthèse 2.9 montre uniquement des intervalles de mesures. N'étant que des intervalles, il est très complexe de reproduire leurs conditions d'écoulement.

Ensuite, le coefficient de perte de charge  $k$  dépend juste des rapports de submersion à l'aval et à l'amont. Il aurait été intéressant d'étudier l'influence de la géométrie de l'ouverture. En effet, [Hamill, 1999] explique que la géométrie de l'ouvrage a une importance sur l'écoulement. Le dispositif utilisé lors de ce travail n'était pas modulable. D'autres expériences avec d'autres géométries pourraient être réalisées afin d'avoir de nouveaux éléments de comparaison.

Enfin, la différence entre les données récoltées et les prévisions de la littérature reste étonnante. En effet, la littérature annonce une différence de plusieurs centimètres entre l'amont et l'aval lors du franchissement de l'obstacle tandis que les expériences montrent un différentiel de l'ordre du millimètre. Une étude plus spécifique encore pourrait ajouter d'éventuelles nouvelles perspectives de recherches relatives à cette problématique.



# Chapitre 8

## Conclusion

Ce travail de fin d'étude a étudié l'hydrodynamique autour d'un tablier de pont. Tout d'abord, un état de l'art a été exposé. De cette revue de littérature est ressorti le peu d'expériences conduites et développées sur le sujet. Les formules analytiques qui tentent de décrire le comportement de l'écoulement lorsqu'il rencontre le tablier, sont pour la plupart de forme assez similaire. Les différents auteurs tentent de décrire l'écoulement par-dessus le pont comme étant une combinaison de deux ouvrages simples connus : l'orifice et le déversoir à seuil épais. Cependant, là où les auteurs divergent, c'est concernant les coefficients de débit à appliquer à ces formules.

Comme aucune étude ne confirme les formules de la littérature, une étude a été menée au Laboratoire d'hydraulique de l'Université de Liège. Le dispositif de laboratoire consiste en un tablier de pont, en taille réduite, placé au centre du canal expérimental. Le tablier a été observé en conditions, simplement noyé et complètement submergé. Le protocole de laboratoire a permis d'obtenir des résultats robustes.

Il ressort de ces résultats qu'il y a une faible perte de charge au moment du franchissement du pont. Cette perte de charge a été quantifiée mais ne correspond pas aux prévisions des formules de la littérature. En effet, la littérature indique des pertes de charge de l'ordre du centimètre alors que les mesures indiquent une perte de charge de l'ordre du millimètre.

Puisque la littérature ne permet pas d'expliquer les mesures faites en laboratoire, une nouvelle formulation a été développée pour décrire le passage par l'obstacle. Elle se base sur l'équation de Bernoulli et du déversoir à seuil épais ainsi que le principe de superposition. Les valeurs prédites rencontrent alors avec bien plus de pertinence les données expérimentales grâce à cette nouvelle formulation.

Enfin, des pistes de réflexion ont été développées afin de permettre à cette étude de continuer dans le processus de caractérisation de l'hydrodynamique autour d'un tablier de pont.

# Bibliographie

- [BECHOUA, 2022] BECHOUA, I. (2022). *Caractérisation des incertitudes de la modélisation 1D d'ouvrages hydrauliques complexes : approche expérimentale*. PhD thesis, INSA : Institut national des sciences appliquées Lyon.
- [Brunner and US Army Corps of Engineers, 2020] Brunner, G. W. and US Army Corps of Engineers (2020). *HEC-RAS, River Analysis System Hydraulic Reference Manual*.
- [Dorchies et al., 2022] Dorchies, D., Grand, F., Chouet, M., Cassan, L., Courret, D., and Richard, S. (2022). *Cassiopée : tools for designing fish crossing devices for upstream and downstream migrations, and hydraulic calculation tools for environmental and agricultural engineering. Version 4.16.0*. Recherche data gouv,v1 edition.
- [Hager, 2009] Hager, W. H. (2009). *Constructions hydrauliques : écoulements stationnaires*. Traité de génie civil de l'École polytechnique fédérale de Lausanne ; 15. Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, nouvelle édition entièrement revue et augmentée edition.
- [Hamill, 1999] Hamill, L. (1999). *Bridge hydraulics*. E. & F. N. Spon, London.
- [Idelʹchik and Meury, 1986] Idelʹchik, I. and Meury, M. (1986). *Mémento des pertes de charge : coefficients de pertes de charge singulières et de pertes de charge par frottement*. Collection de la Direction des études et recherches d'Électricité de France. Eyrolles.
- [Massin, 2023] Massin, G. (2023). Analysis of clogging of bridges during liège 2021 flood events.
- [Picek et al., 2007] Picek, T., Havlik, A., Mattas, D., and Mares, K. (2007). Hydraulic calculation of bridges at high water stages. *Journal of Hydraulic Research*, 45(3) :400–406.

# Nomenclature

$\alpha_u$	Coefficient de répartition de vitesse (coefficient de Coriolis) [-]
$\Delta H$	Perte de charge [m]
$A$	Section de l'écoulement [m <sup>2</sup> ]
$b$	Largeur du canal [m]
$C_d$	Coefficient de débit [-]
$e_t$	Epaisseur du tablier [m]
$g$	Accélération gravitationnelle [m/s <sup>2</sup> ]
$H_d$	Charge de l'écoulement à l'aval du tablier [m]
$h_d$	Hauteur de l'écoulement à l'aval du tablier [m]
$H_u$	Charge de l'écoulement à l'amont du tablier [m]
$h_u$	Hauteur de l'écoulement à l'amont du tablier [m]
$k$	Coefficient de perte de charge [-]
$Q$	Débit [m <sup>3</sup> /s]
$Q_{dev}$	Débit passant par dessus du tablier [m <sup>3</sup> /s]
$Q_o$	Débit passant par dessous du tablier [m <sup>3</sup> /s]
$Q_{tot}$	Débit total [m <sup>3</sup> /s]
$S$	Coefficient de submersion [m/s <sup>2</sup> ]
$V$	Vitesse moyenne [m/s]
$V_d$	Vitesse moyenne à l'aval du tablier [m/s]
$V_u$	Vitesse moyenne à l'amont du tablier [m/s]
$z_t$	Hauteur du tablier [m]