

TABLE DES MATIERES

Dedicace	ii
Remerciements	iii
Résumé	iv
Abstract	v
ملخص	vi
Liste des figures	vii
Liste des tableaux	ix
Table des matières	x
monéclature	xiii

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

CHAPITRE I

Equations et concepts fondamentaux des écoulements.....	4
1.1. Concepts des fluides.....	4
1.1.1. Régimes d'écoulement:	4
1.1.2. Ligne de courant et tube de courant :	4
1.1.3. Equation de continuité et conservation de la masse :	5
1.2. Equations fondamentales des fluides parfaits	6
1.2.1. Equation du mouvement le long d'une ligne de courant (équation d'Euler):	6
1.2.2. Equation de Bernoulli :	8
1.2.3. L'interprétation de l'équation de Bernoulli :	8
1.2.4. Application de l'équation de Bernoulli à un orifice	11

1.3. Equations et concepts fondamentaux des fluides réels	12
1.3.1. Influence des frottements	12
1.3.2. Equations des fluides réels :	14
1.3.3. Interprétation graphique de l'équation de Bernoulli pour des fluides réels	18
1.4. Estimation des pertes de charges	19
1.4.1. Pertes de charges linéaires :	19
1.4.2. Pertes de charges singulières	21
1.4.3. Pertes de charges totales.....	22

CHAPITRE II

Écoulements à travers les déversoirs	23
2.1. Définitions et classification :	23
2.1.1. Définition :	23
2.1.2. Classification des déversoirs :	24
2.2. Principaux types de nappes :	26
2.3. Déversoir à mince paroi:	27
2.4. Déversoirs rectangulaires à paroi mince verticale:	28
2.4.1. Déversoir rectangulaire sans contraction latérale :	31
2.4.2. Déversoir rectangulaire avec contraction latérale :	35
2.4.3. Valeurs usuelles du coefficient de débit.....	41

CHAPITRE III

Écoulement À travers les orifices.....	42
3.1. Définition et caractéristique d'un orifice:	42
3.2. Orifices circulaires à mince paroi	43
3.2.1. Expression pour la vitesse d'écoulement :	44
3.2.2. Expression pour le débit d'écoulement :	44

3.2.3. Valeurs pour le coefficient de débit :	45
3.3. Orifices à contraction incomplète:	48

CHAPITRE V

Estimation expérimentale des coefficients de calibration pour les orifices circulaires.....	65
4.1. Description et photos du banc d'essai utilisé:	65
5.2. Mode opératoire:	68
5.3. Résultats expérimentaux et calculs :	68
5.3.1. Résultats expérimentaux	68
5.3.2. Calculs des coefficients de calibration	69
5.3.3. Discussions et commentaires	74

CHAPITRE VI

Dimensionnement d'un réseau de distribution régularisé par orifices.....	85
6.1. Algorithme de calcul.....	85
6.2. Présentation du logiciel de calcul	86
6.2.1. Présentation de l'interface utilisateur :	86
6.2.2. Exemple de calcul	87
Conclusion générale et perspectives :	91
Références bibliographiques :	94
Annexe A.....	96
Annexe B.....	97



INTRODUCTION GENERALE

Un orifice est un trou percé dans une paroi par où l'eau s'écoule sans aménagement particulier excepte pour d'éventuels arrondis ou chanfreins réalisés sur les arêtes de l'orifice. Ces dispositifs sont utilisés pour mesurer ou contrôler le débit des écoulements. Ils sont généralement de forme circulaire ou rectangulaire mais ils peuvent avoir n'importe quelle autre forme. Un orifice est dit à paroi minces si son épaisseur est inférieure à la moitié de sa plus petite dimension transversale. Pour mesurer le débit, ce dispositif utilise le même principe que le tube de Venturi, à savoir le principe de Bernoulli, qui indique qu'il existe une relation entre la pression du fluide et la vitesse du fluide; lorsque la vitesse augmente, la pression diminue et vice-versa. On distingue trois types distincts d'orifices : 1) les déversoirs, les vannes de fond et les orifices à contraction complètes.

Un déversoir est un orifice superficiel ouvert à sa partie supérieure. Il est généralement pratiqué dans une paroi verticale. Le déversoir est utilisé pour mesurer ou réguler le débit des écoulements à surface libre. Une vanne de fond est un orifice à contraction incomplète. En général, les vannes de fond sont utilisées pour mesurer ou contrôler les fluxes dans les canaux. Les orifices à contraction complète ont généralement une forme circulaire et peuvent supporter des charges très élevées. Ces orifices sont souvent appelés « orifices circulaires » et leur utilisation est multiple. Ils servent à mesurer, contrôler ou réguler le flux des fluides. On les trouve pratiqués en instrumentation moderne et classique dans une multitude de spécialités, à savoir dans la construction de véhicules, en pétrochimie, en hydraulique etc. Ces dispositifs sont préférés par rapport à d'autres systèmes qui peuvent assurer les mêmes fonctions à

cause de leurs prix de fabrication qui relativement faible. Cependant, leur utilisation est sujette à des calibrations expérimentales très fastidieuses.

Le but de ce travail consiste, essentiellement, en l'estimation expérimentale des coefficients de calibration de ces dispositifs. La partie la plus importante consiste en l'estimation expérimentale des coefficients de débit, de vitesse et de contraction des orifices circulaires pratiqués sur une paroi de 2.5mm d'épaisseur. Le résultat de ce travail expérimental est utilisé ensuite pour le dimensionnement d'un réseau de distribution avec service en route régulé par orifices.

Dans les trois premiers chapitres on introduit les principes et concepts fondamentaux qui régissent le phénomène des écoulements à travers ces dispositifs. On a aussi effectué une recherche concernant les différents coefficients de débit existant dans la littérature dans le but de valider nos résultats.

Dans le quatrième chapitre on expose les résultats expérimentaux des coefficients de débit obtenus pour un déversoir et vannes de fond rectangulaires. Deux expériences ont été effectuées sur un canal expérimental. La première consiste en la vérification des coefficients de débit d'un déversoir rectangulaire en mince paroi avec contraction latérale. La deuxième expérience consiste en la vérification du coefficient de débit pour une vanne de fond en 3 positions : verticale, inclinée à 45° , et inclinée à 63.5° . Ces premières expérimentations ont surtout servi à vérifier les capacités offertes par le canal hydraulique disponible au niveau du notre laboratoire.

En chapitre V, on présente et discute les résultats expérimentaux obtenus pour des orifices circulaires percés dans une paroi de 2.5mm d'épaisseur. Ces résultats sont d'une importance capitale dans le cadre de ce travail du fait qu'ils vont nous

permettre de réaliser, en dernier chapitre, un logiciel qui permet de dimensionner un réseau de distribution contrôlé par des orifices.

Rapport-Gratuit.com

CHAPITRE I

EQUATIONS ET CONCEPTS FONDAMENTAUX DES ECOULEMENTS

Ce chapitre a pour but de rassembler quelques notions élémentaires nécessaires et mettre en relief les équations fondamentales qui régissent le phénomène des écoulements à travers les orifices ; On dérive l'équation d'Euler et l'équation de Bernoulli le long d'une ligne de courant pour un fluide parfait. On décrit ensuite l'équation de Bernoulli pour les écoulements des fluides réels tout en introduisant la notion des pertes de charge et les divers équations empiriques permettant l'estimation de ces dernières ainsi que le calcul du nombre de Reynolds qui a une influence sur le coefficient de débit des orifices.

1.1. CONCEPTS DES FLUIDES

Nous donnons dans ce qui suit quelques notions élémentaires relatives aux concepts fondamentaux sur lesquels est fondé le processus de dérivation des différentes équations qui régissent les écoulements dans les conduites sous pression.

1.1.1. REGIMES D'ECOULEMENT:

Un écoulement est dit stationnaire ou permanent si les grandeurs qui définissent ce dernier dans le temps et l'espace telles que la vitesse, la pression, le débit ne dépendent pas du temps. Autrement, il est dit non-permanent.

Lorsqu'on observe que le fluide se meut en couches qui glissent les unes sur les autres, sans se mélanger, on dit que l'écoulement est laminaire [2] autrement l'écoulement est turbulent.

1.1.2. LIGNE DE COURANT ET TUBE DE COURANT :

On appelle ligne de courant une courbe tangente en chacun de ses points à la vectrice vitesse $V(x, t)$. Un tube de courant est la surface engendrée par les lignes de courant s'appuyant sur une courbe fermée C dont aucun tronçon ne coïncide avec une ligne de courant voir la figure 1-1 [2].

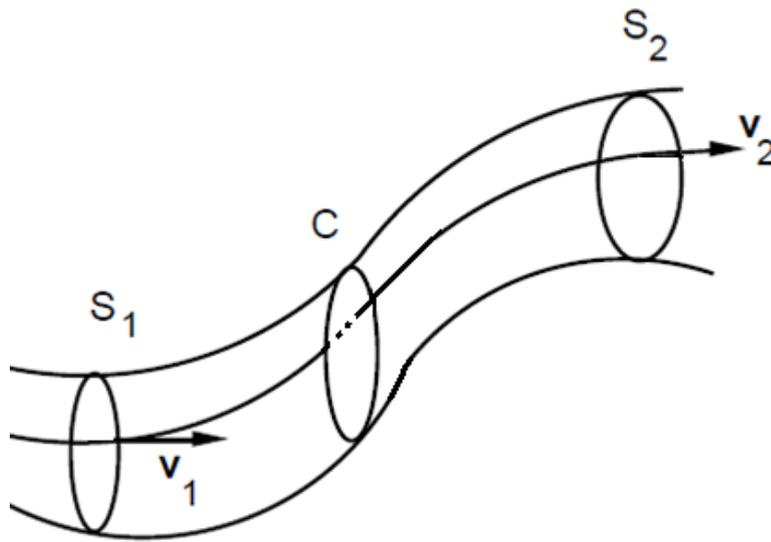


Figure 1-1: Lignes de courant et tube de courant.

Si l'écoulement est stationnaire, les lignes de courant ne se déforment pas au cours du temps. Les lignes de courant correspondent alors aux trajectoires des particules du fluide [2].

1.1.3. EQUATION DE CONTINUITÉ ET CONSERVATION DE LA MASSE :

Soient S_1 et S_2 deux sections normales d'un petit tube de courant, ρ_1 et ρ_2 les masses spécifiques, V_1 et V_2 les vitesses scalaires moyennes du fluide qui traverse ces sections, Figure 1-1.

En vertu du principe de conservation de la masse, les débits de masse à travers S_1 et S_2 sont égaux en régime stationnaire:

$$\rho_1 V_1 S_1 = \rho_2 V_2 S_2 \quad (1.1)$$

Dans le cas d'un liquide incompressible, $\rho_1 = \rho_2$ et les débits de volume Q_1 et Q_2 sont égaux :

$$Q_1 = V_1 S_1 = V_2 S_2 = Q_2 \quad (1.2)$$

Ce résultat s'applique notamment à l'écoulement d'un liquide dans un tuyau de section variable que l'on peut considérer comme un tube de courant unique [2].

1.2. EQUATIONS FONDAMENTALES DES FLUIDES PARFAITS

1.2.1. EQUATION DU MOUVEMENT LE LONG D'UNE LIGNE DE COURANT (EQUATION D'EULER):

On suppose un fluide parfait (sans frottements). La masse élémentaire δm de ce fluide de section δS et de longueur l se déplace le long d'une ligne de courant avec une vitesse V et une accélération y_l [1,3] voir figure 1-2.

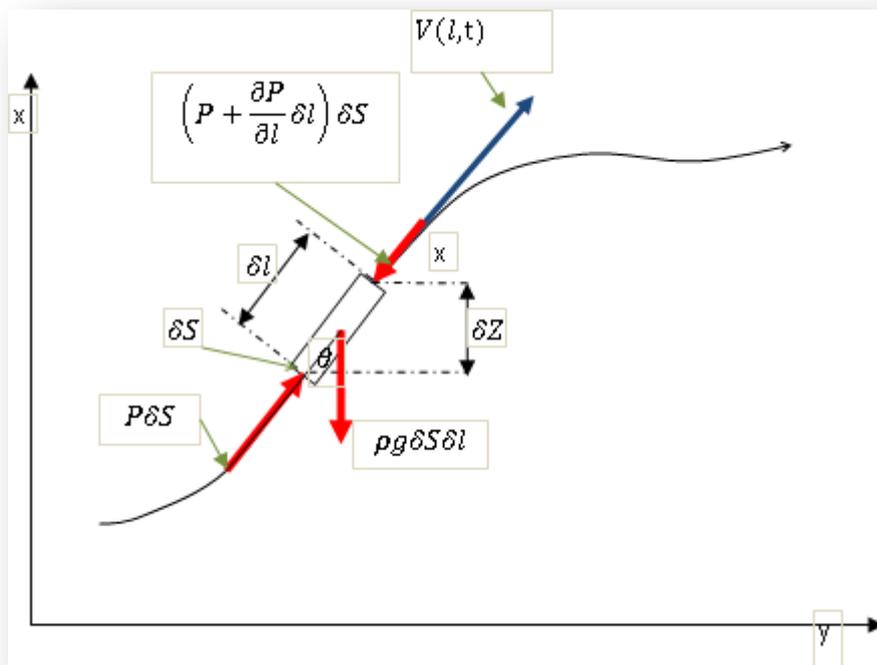


Figure1-2: Déplacement d'une masse fluide le long d'une ligne de courant [1,5].

P étant la pression à la face δS en amont, en admettant que le milieu fluide est continu, la pression en aval peut être estimée par:

$$p + \frac{\partial p}{\partial l} \delta l$$

En appliquant la relation fondamentale de la dynamique le long de la ligne de courant:

$$\sum \vec{f} = \delta m \cdot \vec{y} = \delta m \cdot \frac{d\vec{v}}{dt}$$

$$\text{On aura : } p \cdot \delta s - \left(p + \frac{\partial p}{\partial l} \delta l \right) \cdot \delta s - \delta w \cdot \cos \theta = \delta m \cdot y_1$$

Avec : après simplification, on tire :

$$p \cdot y_1 + \frac{\partial p}{\partial l} + \rho g \cdot \frac{\delta z}{\delta l} = 0$$

Sachant que : $y_1 = \frac{dv}{dt} = \frac{\partial v}{\partial l} \frac{\partial l}{\partial t} + \frac{\partial v}{\partial t} \frac{dt}{dt} = \frac{\partial v}{\partial l} V + \frac{\partial v}{\partial t}$ et dans le cas où $\frac{dv}{dt} = 0$, l'équation précédente peut être écrite comme suit

$$\frac{\partial p}{\partial l} + \rho g \cdot \frac{\partial z}{\partial l} + p \cdot V \frac{\partial V}{\partial l} + p \frac{\partial V}{\partial t} = 0$$

En divisant par ρg on va avoir :

$$\frac{1}{\rho g} \cdot \frac{\partial p}{\partial l} + \frac{\partial z}{\partial l} + \frac{1}{g} \left(V \frac{\partial V}{\partial l} + \frac{\partial V}{\partial t} \right) = 0 \quad (1.3)$$

L'équation (1.3) est dite équation d'Euler, pour le cas où l'écoulement permanent $V=V(l)$ l'équation d'Euler est réduite à :

$$\frac{1}{\rho g} \cdot \frac{dp}{dl} + \frac{dz}{dl} + \frac{1}{g} \cdot V \cdot \frac{dV}{dl} = 0 \quad (1.4)$$

Laquelle peut être écrite sous la forme suivante :

$$\frac{dp}{\rho g} + dz + \frac{dV^2}{2g} = 0 \quad (1.5)$$

1.2.2. EQUATION DE BERNOULLI :

Pour un fluide incompressible ($\rho = \text{cste}$), l'équation (1.5) peut être écrite comme suit [6] :

$$d\left(\frac{p}{\rho g} + z + \frac{V^2}{2g}\right) = 0$$

Après intégration de cette équation, on déduit l'équation dite de Bernoulli suivante:

$$\frac{p}{\rho g} + z + \frac{V^2}{2g} = \text{cste} \quad (1.6)$$

Si 1 et 2 sont deux points sur une même ligne de courant, l'équation 1.6 peut être réarrangées sous la forme suivante :

$$\frac{1}{2}\rho_1 V_1^2 + \rho_1 g h_1 + p_1 = \frac{1}{2}\rho_2 V_2^2 + \rho_2 g h_2 + p_2 \quad (1.7)$$

Cette relation est attribuée à Daniel Bernoulli (1700-1782). Elle exprime que la somme des énergies cinétique, potentielle et de pression par unité de volume de fluide est constante le long d'une ligne de courant.

1.2.3. L'INTERPRETATION DE L'EQUATION DE BERNOULLI :

L'équation de Bernoulli peut être écrite sous différentes formes, à savoir :

La forme énergétique :

En multipliant l'équation (1.6) par mg , on aura :

$$\frac{mp}{\rho} + m \cdot g \cdot z + m \cdot \frac{v^2}{2g} = cste \quad (1.8)$$

où

mp/p Energie potentielle de pression

$m \cdot g \cdot z$ Energie potentielle de position

$m \cdot \frac{v^2}{2 \cdot g}$ Energie cinétique

La forme aérodynamique :

En multipliant l'équation (1.6) par ρg , on aura [1]:

$$p + \rho \cdot g \cdot z + \rho \frac{v^2}{2g} = Cste \quad (1.9)$$

Où

P Pression statique

$p + \rho \cdot g \cdot z$ Pression piézométrique

$\rho \cdot \frac{v^2}{2g} = \bar{p}$ Pression dynamique

La forme Hydraulique :

C'est la même forme de l'équation (1.6) :

$$\frac{p}{\rho g} + z + \frac{V^2}{2g} = cste$$

Où

$\frac{p}{\rho g}$ Hauteur statique.

$$\frac{v^2}{2g} \quad \text{Hauteur de la vitesse.}$$

$$\frac{p}{\rho g} + z = \bar{h} \quad \text{Hauteur piézométrique.}$$

Sous sa forme hydraulique, l'équation de Bernoulli exprime la conservation de l'énergie mécanique totale du fluide par unité de poids le long d'une ligne de courant reste constante. Cette constante est aussi connue comme étant la constante de Bernoulli.

L'interprétation graphique de l'expression (1.6) est illustrée par la figure 1-3, où la pression d'arrêt est enregistrée par un tube de Pitot et la pression statique par un piézomètre.

La somme des trois termes de l'équation (1.6) est la constante de Bernoulli [1], voir figure 1-3.

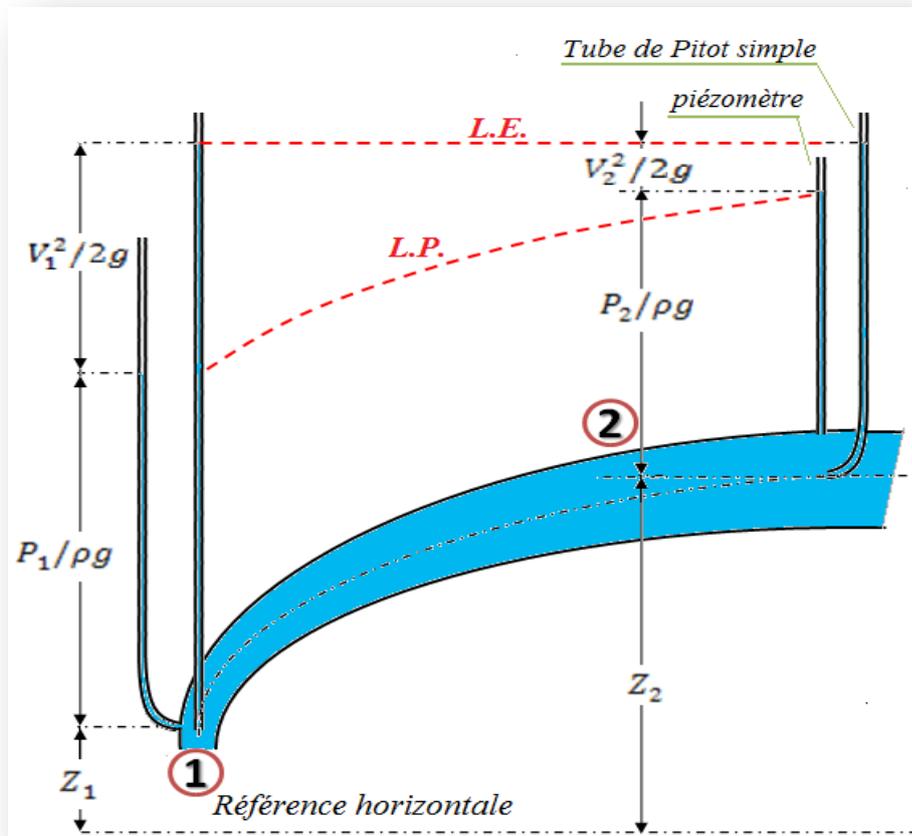


Figure 1-3: Déplacement d'une masse fluide le long d'un tube de courant [1,5].

La constante de Bernoulli est notée souvent par un H . L'application de l'équation de Bernoulli entre les sections 1 et 2 s'écrit [1]:

$$H = \frac{p_1}{\rho g} + z_1 + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\rho g} + z_2 + \frac{V_2^2}{2g} \quad (1.10)$$

1.2.4. APPLICATION DE L'EQUATION DE BERNOULLI A UN ORIFICE

Soit un récipient rempli de liquide et percé d'un trou voir figure 1-4. Les parois imperméables constituent un tube de courant. Considérons les sections S_1 de la surface libre et S_2 de l'orifice.

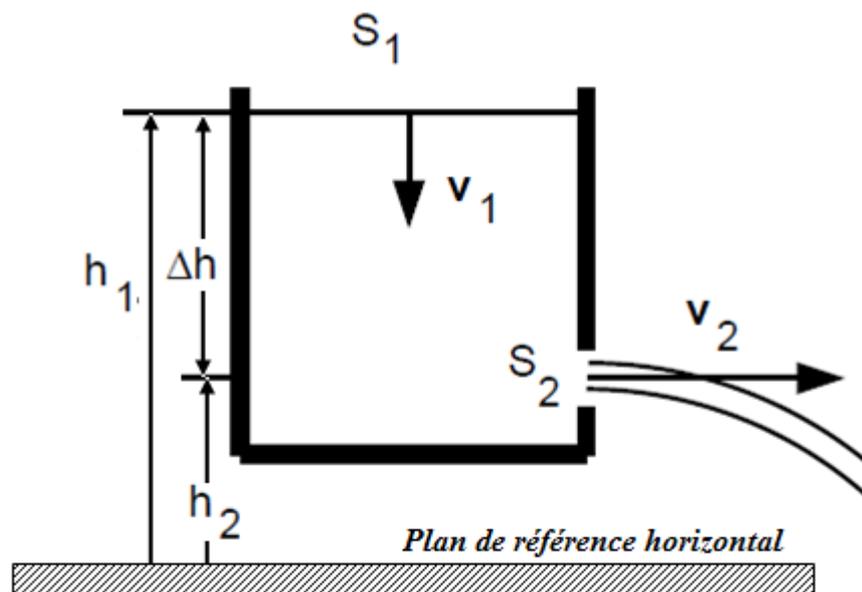


Figure 1-4: Écoulement à travers un orifice [2].

L'équation de continuité (1.2) montre que si $S_1 \gg S_2$, alors $V_1 \ll V_2$. De plus,

$$P_1 = P_2 = P_A \quad (P_A = \text{pression atmosphérique})$$

$$h_1 - h_2 = \Delta h.$$

La relation de Bernoulli (1.7) devient (en posant $V_1 = 0$):

$$\rho g h_1 = \frac{1}{2} \rho V^2 + \rho g h_2 \quad (1.11)$$

On trouve alors la formule de Torricelli:

$$V_2 = \sqrt{2g\Delta h} \quad (1.12)$$

Cette vitesse scalaire V_2 est indépendante de la masse spécifique du fluide, de la direction du jet et de la forme du trou. Elle est égale à la vitesse d'un corps tombant en chute libre, sans frottement, d'une hauteur Δh [2]. L'équation (1.12) est souvent connue comme étant la relation de Torricelli en honneur de *Evangelista Torricelli* (physicien et mathématicien italien du XVIIe siècle) qui fût le premier à découvrir expérimentalement en 1643 que $V_2^2 = 2g\Delta h$

1.3. EQUATIONS ET CONCEPTS FONDAMENTAUX DES FLUIDES REELS

1.3.1. INFLUENCE DES FROTTEMENTS

Jusqu'ici, nous n'avons considéré que des fluides parfaits, caractérisés par une viscosité nulle. L'écoulement des fluides réels s'accompagne toujours de frottements internes: les fluides réels sont visqueux et freinés dans leur mouvement par une force F proportionnelle à la vitesse du fluide.

La relation de Bernoulli (1.8), valable pour le fluide idéal, exprime que l'énergie est conservée le long d'une ligne de courant. Pour un fluide visqueux, il faut ajouter à la relation de Bernoulli un terme d'énergie interne par unité de volume, caractérisant les frottements:

$$E_{cin} + E_{ps} + E_{pp} + E_{int} = \text{constante} \quad (1.13)$$

Avec

$E_{cin} = m \cdot \frac{v^2}{2g}$, $E_{ps} = m \cdot g \cdot z$, $E_{pp} = \frac{mp}{\rho}$ qui représentent respectivement l'énergie cinétique, l'énergie potentielle de situation et l'énergie potentielle de pression.

Si le tube a une section constante, la vitesse est constante et la variation d'énergie cinétique est nulle. Si le tube est horizontal, la variation d'énergie potentielle de gravitation est nulle. La variation d'énergie interne correspondant aux frottements est alors proportionnelle à la variation de pression Δp [2] :

$$\Delta E_{int} = \frac{m \Delta p}{\rho} \quad (1.14)$$

L'énergie utilisée pour vaincre les forces de frottement interne dues à la viscosité est prise aux dépens de l'énergie potentielle de pression.

La relation de Poiseuille-Hagen détermine le débit dans un petit tube de section circulaire en écoulement laminaire. On montre, en exprimant que la somme des forces de viscosité et de pression qui s'exercent sur un petit élément de volume du fluide est nulle (pour que la vitesse soit constante), que le débit Q du fluide à travers un tube de rayon R est donné par:

$$Q = \pi \frac{P_1 - P_2}{8\eta L} R^4 \quad (1.15)$$

$P_1 - P_2$ est la différence de pression entre les 2 extrémités du tube de longueur L ; elle est appelée perte de charge. Remarquons que le débit varie comme la puissance quatrième du rayon: si le rayon diminue de moitié, le débit est divisé par 16.

On peut, à partir de (1.15), exprimer la vitesse moyenne du fluide $v = Q / S$ par :

$$V = \frac{P_1 - P_2}{8\eta L} R^2 \quad (1.16)$$

On appelle K_L perte de charge linéaire par unité de longueur et elle est exprimée par :

$$K_L = \frac{\Delta P}{\Delta L} \quad (1.17)$$

Utilisant (1.16) et (1.17), on voit que K_L vaut:

$$K_L = \frac{8\eta}{R^2} V = A_L V \quad (1.18)$$

A_L est une constante pour un fluide et un tube donné. Le long d'un tube horizontal de section constante, la pression va donc diminuer linéairement [2].

1.3.2. EQUATIONS DES FLUIDES REELS :

Le fluide étudié précédemment est un fluide imaginaire ou l'effet de la viscosité est complètement négligé. Un tel fluide est supposé glisser parfaitement en contact des parois de la canalisation et la distribution des vitesses dans une section droite de l'écoulement est uniforme. Un fluide réel par contre est supposé adhérer à la paroi de la canalisation provoquant ainsi une distribution des vitesses non uniforme. Ainsi, deux types de régimes d'écoulement peuvent être observés [3].

1.3.2.1. CARACTERISATION DES REGIMES D'ECOULEMENT

Pour un fluide réel, on distingue deux types de régime d'écoulement qui obéissent à des lois de comportement aux frottements complètement différents. La transition entre ces deux régimes est effectuée à travers un intervalle où les deux régimes peuvent coexister. Ces deux régimes d'écoulement sont caractérisés par un

nombre sans dimensions dit nombre de Reynolds. Le nombre de Reynolds représente le rapport des forces d'inertie sur les forces de viscosité [3]. Il est exprimé par :

$$Re = \frac{Vl}{\nu} \quad (1.19)$$

où

V : vitesse caractéristique [m/s]

l : longueur caractéristique [m]

ν : viscosité cinématique [m²/s]

Pour les écoulements dans les canalisations circulaires en charge, la vitesse caractéristique V est prise égale à la vitesse moyenne d'écoulement et la longueur est prise égale au diamètre nominal de la conduite. Dans ce cas le régime est dit laminaire lorsque le nombre de Reynolds est inférieur à 2000 et il est dit turbulent lorsque ce dernier est supérieur à 4000 [1]. Ainsi, on a :

$$Re = \frac{\bar{V}}{\nu} d \leq 2000 \quad \Rightarrow \quad \text{écoulement laminaire} \quad (1.20)$$

$$Re = \frac{\bar{V}}{\nu} d \geq 4000 \quad \Rightarrow \quad \text{écoulement turbulent} \quad (1.21)$$

$$2000 < Re < 4000 \quad \Rightarrow \quad \text{régime critique} \quad (1.22)$$

Pour l'écoulement laminaire les particules suivent les trajectoires régulières; l'écoulement se fait en couches superposées. Pour l'écoulement turbulent les particules ont des trajectoires aléatoires, compliquées et irrégulières [8].

1.3.2.2. DISTRIBUTION DES VITESSES

L'écoulement laminaire obéit à une loi des frottements entièrement linéaire et les différentes relations qui régissent ce type d'écoulement sont dérivées d'une manière purement analytique et ce grâce à la relation simple (3^{ème} loi de Newton de

LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

viscosité) entre contraintes et déformations. On appliquant les trois premières lois de Newton, on dérive aisément la relation linéaire suivante entre la perte de charge et le débit de l'écoulement [1]:

$$q = -\frac{\pi}{128\eta} \frac{dp^*}{dx} d^4 \quad (1.23)$$

Cette relation est connue sous le nom de l'équation de Hagen-Poiseuille ; deux chercheurs qui ont pu vérifier cette relation expérimentalement bien avant sa dérivation analytique. Aussi, l'application de ces lois élémentaires nous permet de dériver la relation suivante entre la vitesse ponctuelle en une section droite de l'écoulement à travers une conduite circulaire de rayon R et d'abscisse r variant dans l'intervalle $0 < r < R$ [1] :

$$\frac{V(r)}{2.\bar{V}} = 1 - \left(\frac{r}{R}\right)^2 \quad (1.24)$$

où

\bar{V} : La vitesse moyenne,

$R = d/2$: Rayon de la conduite.

La loi parabolique de la distribution des vitesses donnée par l'équation (1.24) montre bien que la vitesse au centre de la conduite est maximale et vaut deux fois la vitesse d'écoulement moyenne.

La distribution des vitesses dans un écoulement turbulent varie à chaque instant par suite de turbulences. Par conséquent on ne peut parler que d'une vitesse moyenne dans le temps. La différence entre cette dernière et la vitesse maximale est plus faible que celle donnée par l'équation (1.24) pour les écoulements laminaires. Différentes études ont montré que pour des écoulements turbulents le rapport entre la vitesse maximale au centre de la conduite et la vitesse moyenne varie entre 1.10 et 1.25 [1].

1.3.2.3. COEFFICIENT DE CORRECTION DE L'ENERGIE CINETIQUE :

Soit l'énergie cinétique δE_c d'une masse élémentaire δm donnée par :

$$\delta E_c = \frac{V^2}{2} \delta m$$

Et sachant que : $\delta m = \rho \cdot \delta q \cdot \delta t = \rho \cdot V \cdot \delta s \cdot \delta t$ traverse la section élémentaire pendant le temps on déduit que :

$$\delta E_c = \frac{\rho V^3}{2} \delta S \cdot \delta t$$

Par conséquent l'énergie cinétique totale pour toute la section est estimée en effectuant l'intégrale de l'expression précédente ce qui donne :

$$E_c = \int_s \frac{\rho \cdot V^3}{2} ds \cdot dt \quad (1.25)$$

En supposant que cette énergie est égale à l'énergie moyenne que multiplie un facteur de correction α appelé communément « coefficient de correction de l'énergie cinétique », on déduit :

$$\alpha = \frac{1}{s} \int_s \left(\frac{V}{\bar{V}} \right)^3 ds \quad (1.26)$$

1.3.2.4. GENERALISATION DE L'EQUATION DE BERNOULLI

L'équation de Bernoulli, équation (1.6), dérivée pour un écoulement parfait le long d'une ligne de courant peut être corrigée pour être appliquée à un fluide réel. En corrigeant l'énergie cinétique moyenne dans une section droite d'un écoulement réel par le coefficient dérivé ci-haut (équation 1.26) et en ajoutant à droite de l'équation (1.6) le terme $hf = \Delta E_{int}/mg$ (ΔE_{int} est donné par l'équation 1.14) qui prend en considération l'énergie dissipée entre les sections 1 et 2 due aux frottements, on obtient l'expression suivante connue comme étant l'équation de Bernoulli modifiée ou bien l'équation d'énergie [1] :

$$\frac{p_1}{\rho g} + z_1 + \alpha_1 \frac{\bar{V}_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\rho g} + z_2 + \alpha_2 \frac{\bar{V}_2^2}{2g} + h_f \quad (1.27)$$

où

\bar{V} : vitesse moyenne [m/s]

h_f : Perte de charge totale [m]

α : coefficient de correction de l'énergie cinétique

1.3.3. INTERPRETATION GRAPHIQUE DE L'EQUATION DE BERNOULLI POUR DES FLUIDES REELS

L'interprétation physique de l'équation (1.27) de l'énergie est illustrée schématiquement par le graphe de la figure 1-5. Cette représentation diffère de la précédente donnée en figure 1-3 par une chute de la ligne d'énergie dans le sens de l'écoulement. Cette chute est due à l'énergie dissipée entre la section 1 et la section 2 du fait des frottements entre les différentes lignes de courant et majoritairement (pour un régime turbulent) due aux frottements entre le fluide et la paroi solide qui le transporte.

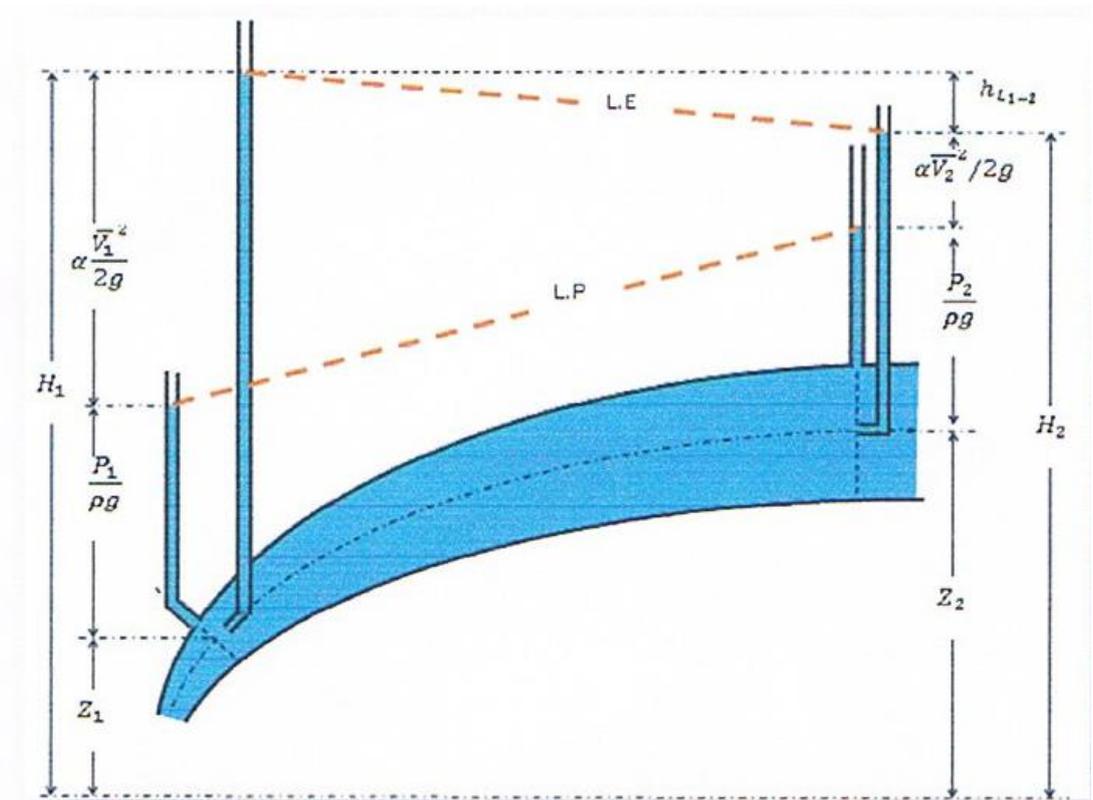


Figure I-5: Représentation graphique de l'équation de Bernoulli [8].

1.4. ESTIMATION DES PERTES DE CHARGES

La perte de charge correspond donc à l'énergie dissipée par le frottement dû au mouvement du fluide. Cette énergie doit être compensée afin de permettre au fluide de se déplacer. C'est pour cela que l'écoulement d'un fluide réel n'est possible que si la charge totale en amont est supérieure à celle en aval. Les frottements sont, dans la majorité des cas dus à deux causes. La première est due à la dissipation de l'énergie lorsque le fluide frotte le long d'une canalisation et la seconde est due à la dissipation de l'énergie lorsque se dernier traverse un étranglement causé par un accessoire de la canalisation. Ainsi, on parle de pertes de charge linéaires et perte de charge singulières.

1.4.1. PERTES DE CHARGES LINEAIRES :

Il existe différentes formules pour estimer les pertes de charges linéaires, l'expression la plus utilisée et celle de Darcy-Weisbach donnée ci-après [1]:

$$h_l = \lambda \frac{L \bar{V}^2}{d 2g} \quad (1.28)$$

où

h_L : Perte de charge linéaire [L]

\bar{V} : vitesse moyenne dans la section [L.T⁻¹]

d : diamètre de la conduite [L]

L : Longueur de la conduite [L]

g : L'accélération de la pesanteur [L.T⁻²]

λ : Coefficient de perte de charge linéaire [-]

La formule précédente (1.28) peut être écrite en fonction du débit [4]:

$$h_L = 8\lambda \frac{lQ^2}{g\pi^2 d^5} \quad (1.29)$$

En général le coefficient λ dans les équations (1.28-1.29) est fonction du nombre de Reynolds et de la rugosité relative de la conduite qui représente le quotient de la hauteur moyenne des aspérités du matériau de la conduite et du diamètre nominale de cette dernière. Il a été vérifié expérimentalement que pour un régime laminaire λ est indépendante de la rugosité et ne dépend donc que du nombre de Reynolds. Cette observation est confirmée analytiquement en utilisant l'équation de Hagen-Poiseuille et l'équation de Darcy. La combinaison de ces deux équation montre effectivement que [1] :

$$\lambda = \frac{64}{Re} \quad (1.30)$$

Pour les régimes turbulents, il existe plusieurs formules pour l'estimation de λ , elles ont toutes un intervalle d'application limité à l'exception de celle dite de

Colbrook dont la validité a été confirmée par maintes expérimentations pour tous les régimes turbulents. Cette expression, donnée par l'équation (1.31) ci-après, a par contre le désavantage d'être une forme implicite en terme de λ et par conséquent ne peut être résolue que par une méthode itérative.

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{2.51}{Re \sqrt{\lambda}} \right) \quad (1.31)$$

Une formule plus simple pour l'estimation des pertes de charge linéaires est celle dite de Hazen-Williams. Cette formulation donnée par l'équation (1.32) suivante est très utilisée mais uniquement pour de l'eau à des températures ambiantes [6]:

$$h_L = r \frac{L}{d^m} q^n \quad (1.32)$$

avec

$$r=10.675/C^n$$

$$n=1.852$$

$$m=4.8704$$

Le coefficient C qui représente la rugosité de la canalisation dans l'équation (29) est donné dans le Tableau N°1 de l'annexe 1.

L'équation (1.30) a l'avantage de ne dépendre que du paramètre C qui dépend uniquement de la rugosité de la conduite. L'utilisation de cette équation est très simple et ne nécessite pas d'itérations pour l'estimation du débit et du diamètre [2].

1.4.2. PERTES DE CHARGES SINGULIERES

Par analogie à l'équation (1.29) de Darcy-Weisbach les pertes de charges singulières peuvent être exprimées par la formule [4]:

$$h_s = k \frac{\bar{v}^2}{2g} = \frac{8k}{\pi^2 g d^4} Q^2 \quad (1.33)$$

k : Coefficient de perte de charges singulière	[-]
\bar{v} : Vitesse moyenne	[L.T ⁻¹]
g : L'accélération de la pesanteur	[L.T ⁻²]
h_s : Perte de charge singulières	[L]

1.4.3. PERTES DE CHARGES TOTALES

Comme indiqué plus-haut, la perte de charge totale dans une conduite est égale à la somme des pertes secondaires et la perte linéaire. Dans le cas où la canalisation est composée de plusieurs conduites en série la perte de charge totale h_f dans cette dernière peut être estimée par [1] :

$$h_f = h_L \sum_{j=1}^{N_s} h_{s_j} \quad (1.34)$$

où

h_L : La perte linéaire dans la canalisation [m]

$\sum h_s$: La somme des pertes secondaires dans la canalisation [m]

N_s : nombre total de singularités dans la conduite

CHAPITRE II

ÉCOULEMENTS A TRAVERS LES DEVERSOIRS

Un déversoir est un orifice superficiel ouvert à sa partie supérieure et généralement pratiqué dans une paroi verticale. C'est un ouvrage hydraulique permettant de réguler ou de mesurer le débit s'écoulant au-dessus de l'ouvrage.

Parmi les écoulements se déversant par une paroi ou par un seuil il faut bien distinguer deux cas :

Déversement par les parois minces, l'écoulement est accéléré pendant tout le déversement. Le schéma de calcul est celui d'un grand orifice.

Déversement par les seuils épais, il existe au-dessus du seuil un tronçon d'écoulement uniforme. Les calculs se rapprochent de ceux des canaux découverts.

Ce chapitre a pour but de décrire le fonctionnement hydraulique des déversoirs à paroi mince et de recenser l'ensemble des formules de débit notamment, afin de faciliter la compréhension de l'utilisation de ces ouvrages et de leur dimensionnement. Les valeurs des coefficients de débit déduites des formules énoncées dans ce chapitre seront ensuite comparées aux résultats expérimentaux obtenus dans le cadre de ce travail et exposés dans le chapitre IV.

2.1. DEFINITIONS ET CLASSIFICATION :

2.1.1. DEFINITION :

Le déversoir est constitué d'une paroi mince ou paroi épaisse disposé verticalement et munie d'une ouverture sur sa partie supérieure. Cette ouverture est souvent rectangulaire ou triangulaire mais peut aussi être trapézoïdale, parabolique,.....voir figure 2-1 [9]:

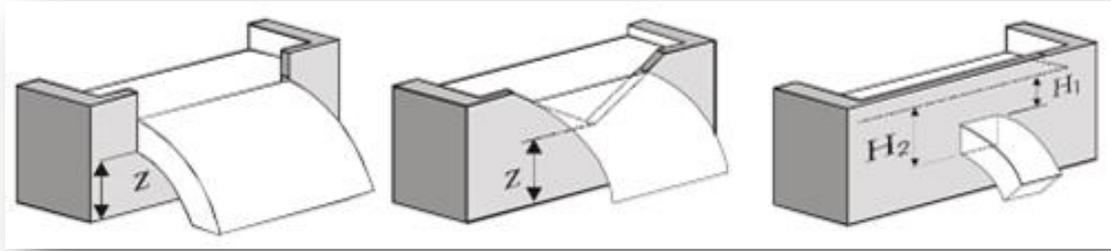


Figure 2-1: Différent types de déversoirs [9].

Le niveau le plus bas de l'ouverture est situé à une hauteur de crête minimale (Z) par rapport au fond et assure un écoulement critique par-dessus le déversoir.

Les déversoirs ont d'autres usages que la mesure de débit. En milieu rural, le barrage-déversoir est utilisé pour la gestion des eaux et laminage des crues. Le déversoir de sécurité permet d'évacuer le surplus de débit lorsqu'on craint pour la sécurité des digues

En milieu urbain, les déversoirs d'orage permettant le déversement dans la rivière des surplus des eaux usées mélangées avec les eaux pluviales. Ces surplus sont causés soit par la limitation de transport dans le réseau soit par une limitation dans la capacité de la station de l'épuration [9].

2.1.2. CLASSIFICATION DES DEVERSOIRS :

En général un déversoir peut être classé en fonction de ses dimensions, de sa forme, de l'orientation de sa crête, de son profil en plan et fonction des conditions amont et aval du courant. Le détail de cette classification est synthétisé par la figure 2.2 suivante :

CLASSIFICATION GENERALE DES DEVERSOIRS	
CRITERE	TYPE DE DEVERSOIRS
FORME DE LA PAROI	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>paroi mince</p> <p>$\frac{d}{h}$ petit</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>crête arrondie</p> <p>forte courbure $r < h$</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>faible courbure $r \gg h$</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>seuil épais</p> <p>$3h < l < 8h$</p> </div> </div>
CONTRACTION LATÉRALE	<div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="flex: 1;"> </div> <div style="flex: 1;"> <p>Type de contraction</p> <ul style="list-style-type: none"> ① pas de contraction $b = B$ ② contraction incomplète $b > \frac{B}{3}$ ③ contraction complète $b < \frac{B}{3}$ ④ contraction partielle <div style="display: flex; align-items: center; margin-top: 10px;"> <div style="margin-right: 10px;"> <p>} disposition symétrique</p> </div> <div style="margin-right: 10px;"> <p>} disposition asymétrique</p> </div> </div> </div> </div>
FORME EN PLAN	<div style="display: flex; justify-content: space-around; margin-top: 5px;"> frontal latéraux polygonaux courbes </div>
FORME EN ELEVATION	<div style="display: flex; justify-content: space-around; margin-top: 5px;"> rectangulaire trapézoïdal triangulaire circulaire hyperbolique composé </div>
FORME DE LA NAPPE DEVERSANTE	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>adhérente</p> <p>stable instable</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>déprimée</p> <p>$p < P_{at}$</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>libre</p> <p>$p = P_{at}$</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>ondulée</p> </div> </div>
POSITION DU NIVEAU AVAL	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>au-dessous de la crête</p> <p>déversement parfait - déversoir dénoyé</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>au-dessus de la crête</p> <p>déversement imparfait - déversoir noyé</p> </div> </div>

2.2. PRINCIPAUX TYPES DE NAPPES :

Les différents types de nappes dépendent de la charge et du niveau aval. Pour de très faibles charges, la nappe est adhérente à la paroi car la vitesse horizontale de l'eau n'est pas suffisante pour éloigner la nappe. On parle alors de nappe adhérente, voir figure 2-3 [13] :

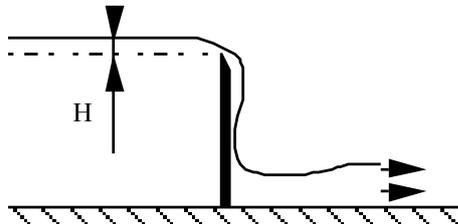


Figure 2-3: Nappe adhérente à faible charge [13].

Lorsque la charge augmente, la vitesse croît et la nappe se décolle de la paroi. On parlera alors de nappe libre si l'aération de la zone « a » est possible, voir figure 2-4 [13]:

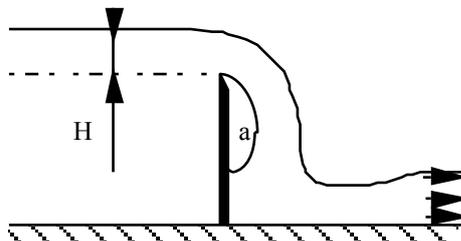


Figure 2-4 : Nappe libre [13].

Dans le cas où la zone « a » n'est pas facilement aérée, il se produit une dépression et on a alors affaire à une nappe déprimée, voir figure 2-5 [13]:

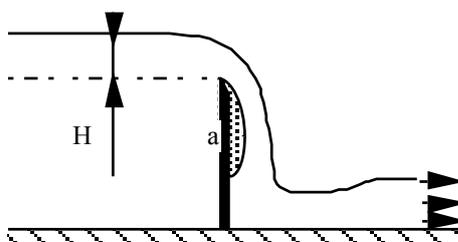


Figure 2-5: Nappe déprimée [13].

Si le niveau aval augmente, il arrive un moment où il n'y a plus d'air en a ; on parle alors d'une nappe noyée en dessous à ressaut éloigné, voir figure 2-6 [13]:

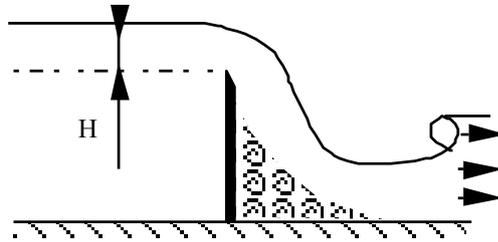


Figure 2-6: Nappe noyée [13].

Le niveau aval augmentant encore, le ressaut se rapproche de la nappe déversant jusqu'à recouvrir le pied de la nappe. A ce moment, le débit du déversoir est influencé par le niveau aval. Le niveau augmentant encore jusqu'à être supérieur à celui du seuil, on parlera alors de déversoir noyé à nappe ondulée, voir figure 2-7 [13] :

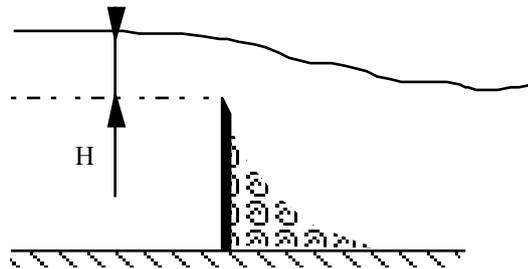


Figure 2-7: Déversoir noyé à nappe ondulée [13].

2.3. DEVERSOIR A MINCE PAROI:

Le déversoir est dit à mince paroi ou à crête mince si l'épaisseur de la crête est inférieure à la moitié ou même quelquefois aux deux tiers de la charge.

La limite est indéfinie comme nous le verrons plus loin pour les barrages à poutrelles [1].

En écoulement dénoyé, la formule générale utilisée pour les déversoirs rectangulaires en paroi mince est la suivante :

$$Q = C_v \mu_1 L h_1^{3/2} \sqrt{2g} \quad (2.1)$$

Le débit Q s'exprime donc en fonction de la largeur d'écoulement L , de la hauteur d'eau H en amont au-dessus de la crête, du seuil h_1 , d'un coefficient de débit μ_1 et d'un coefficient C_v prenant en compte le terme de vitesse à l'amont du déversoir (figure 2-8). Pour certains cas particuliers, notamment de part la forme du déversoir (triangulaire, circulaire,...), d'autres paramètres entrent en compte, tels que l'angle d'ouverture de l'échancrure du déversoir triangulaire ou le diamètre du déversoir circulaire, par exemple [15].

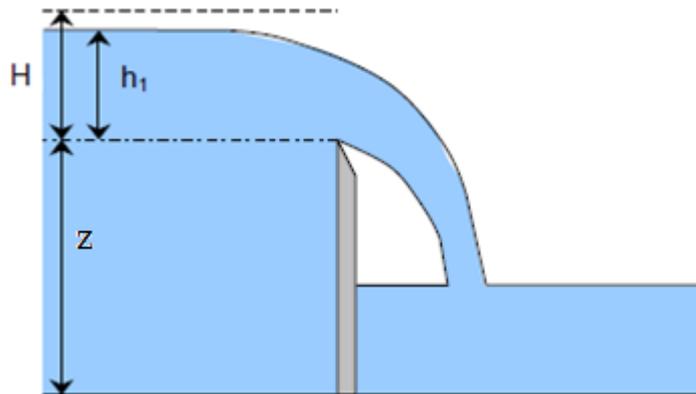


Figure 2-8: Coupe longitudinale d'un déversoir à crête mince en écoulement dénoyé [15].

Dans ce qui suit nous passons en revue seules les formules pour les déversoirs rectangulaires exercés sur une paroi mince verticale avec une nappe libre objet de notre étude expérimentale dont les résultats sont exposés en chapitre III.

2.4. DEVERSOIRS RECTANGULAIRES A PAROI MINCE VERTICALE:

Ce type de déversoir est le plus classique et celui qui a été le mieux étudié par maintes chercheurs.

La théorie exacte est délicate à établir en raison de la difficulté à définir une section transversale perpendiculaire à tous les filets. En voici une approche [1]:

Considérons (voir figure 2-9) dans le plan vertical de l'échancrure rectangulaire de largeur L , une tranche de la nappe de hauteur dh située à une profondeur h par rapport au niveau constant d'amont [1].

Le théorème de Bernoulli appliqué entre un point de vitesse négligeable situé sur la surface libre à l'amont, origine du filet liquide passant par la tranche de nappe considérée et le point de vitesse V situé dans cette tranche et en négligeant la perte de charge entre ces deux points, permet d'écrire [1] :

$$V = \sqrt{2gh} \quad (2.2)$$

Le débit élémentaire de la tranche de nappe considérée est égal à la vitesse commune V de ses divers points multipliée par la section $L dh$ que nous affecterons d'un coefficient m pour tenir compte de la contraction de la nappe à son passage dans l'échancrure pratiquée dans une paroi mince, soit [1] :

$$dQ = mL\sqrt{2gh} dh$$

Le débit du déversoir sera donc :

$$Q = \int_0^H mL\sqrt{2gh} dh$$

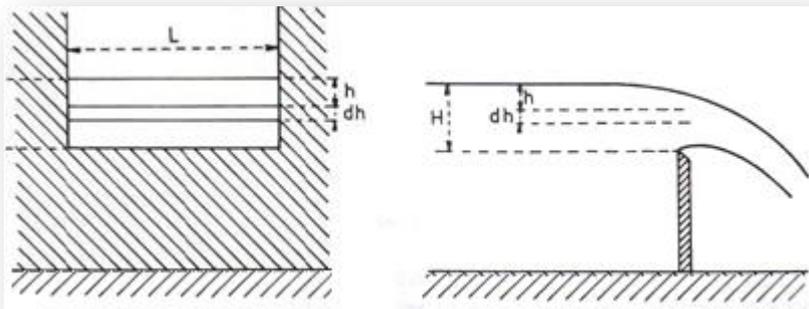


Figure2-9: Débit du déversoir rectangulaire à crête mince et à nappe libre [1].

Où, en supposant m constant avec h :

$$Q = \frac{2}{3} mLH\sqrt{2gH} \quad (2.3)$$

La formule (2.3) a été établie par Poleni au 18^{ème} siècle. On lui donne généralement la forme simplifiée suivante :

$$Q = \mu LH\sqrt{2gH} \quad (2.4)$$

Qui rappelle la formule du débit à travers les orifices et ajutages.

Les coefficients m et $\mu = 2/3 m$ devront tenir compte non seulement de la contraction proprement dite mais généralement des diverses approximations faites, en particulier de la vitesse à l'amont qui peut prendre des valeurs appréciables si la hauteur de pelle z est faible par rapport à H [1].

Par ailleurs, et les expériences l'ont confirmé, de même que pour les orifices m varie avec les caractéristiques locales de l'écoulement, de même μ variera avec la charge H , avec la largeur L du déversoir, avec la hauteur de pelle z et, s'il y a contraction latérale, avec la largeur relative des joues par rapport à la largeur du canal [1].

On fait plusieurs études expérimentales ont démontré que les facteurs qui influencent le plus la valeur de coefficient μ sont le rapport H/Z et le degré de contraction de la section d'écoulement L/L_1 (L_1 étant la largeur en du canal en amont du déversoir) voir le tableau 2-1 fournit le coefficient de débit μ en fonction de ces deux paramètres [9].

Tableau 2-1: Coefficient de débit μ pour un déversoir rectangulaire avec ou sans contraction latérale (adapté de NF X 10-311(1983) [9]).

$\frac{L}{L_1}$	μ	L/L_1	μ
1	$0.401 + 0.05 H/Z$	0.5	$0.395 + 0.007 H/Z$
0.9	$0.399 + 0.042 H/Z$	0.4	$0.394 + 0.004 H/Z$
0.8	$0.398 + 0.030 H/Z$	0.3	$0.393 + 0.001 H/Z$
0.7	$0.397 + 0.020 H/Z$	0.2	$0.393 - 0.001 H/Z$
0.6	$0.395 + 0.012 H/Z$	0.1	$0.390 - 0.001 H/Z$
		0	$0.390 - 0.001 H/Z$

Nous examinerons successivement, dans les sections suivantes, le cas d'un déversoir rectangulaire sans contraction latérale et avec contraction latérale.

2.4.1. DEVERSOIR RECTANGULAIRE SANS CONTRACTION LATÉRALE :

Un déversoir rectangulaire est dit « sans contraction latérale » lorsque la largeur d'écoulement sur le déversoir (L) est égale à la largeur d'écoulement (L_1) en amont du déversoir (figure 2-10) [15]. Dans ce qui suit on va donner les principales expressions du coefficient de débit pour ce type de déversoirs.

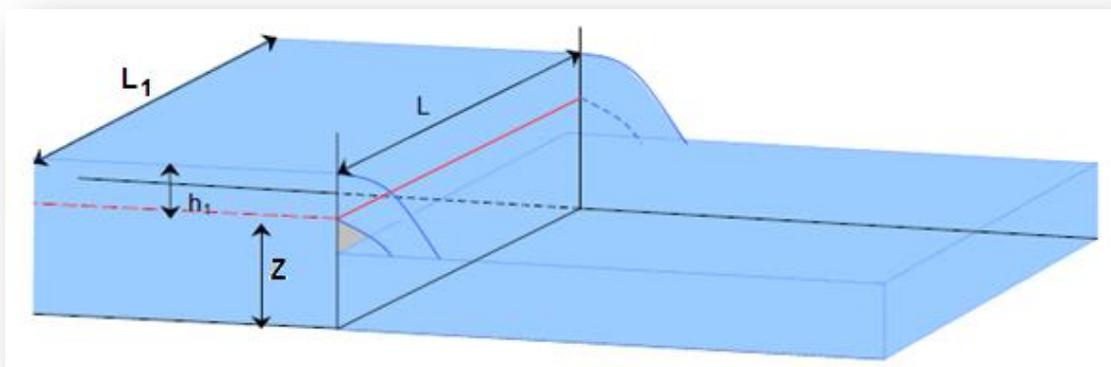


Figure 2-10: Vue en perspective d'un déversoir rectangulaire sans contraction latérale [15].

A. Formule de Franci :

Franci a mené aux États-Unis plusieurs expériences entre 1848 et 1852 pour tenter d'établir une expression du débit déversé. Il a fait varier la largeur L du déversoir de 1 m à 5 m et la hauteur de la charge H de 0.2 m à 0.5 m pour trouver la relation suivante pour un déversoir sans contraction latérale [9].

$$Q = 0.415L\sqrt{2g} H^{3/2} \quad (2.5)$$

Ce qui revient à dire que $\mu=0.415$ dans l'équation générale donnée par la formule (2.4). Cette formule simple est bien attractive, cependant, son intervalle de validation est bien limité. D'autres formules avec un intervalle d'application plus élargi, que nous décrivons plus bas, aient été développées par la suite par d'autres chercheurs.

B. Formule de Bazin

Après de nombreuses expériences réalisées avec un déversoir vertical, en mince paroi, à nappe libre, sans contraction latérale, Bazin a proposé en 1888 la formule suivante figure 2-11 [9]:

$$\mu = \left(0.405 + \frac{0.003}{H} \right) \left[1 + 0.55 \left(\frac{H}{H+z} \right)^2 \right] \quad (2.6)$$

où H et z sont respectivement la charge en amont du déversoir et la hauteur de pelle telles que définies par la figure 2-11. Cette formule très complexe par rapport à celle de Francis n'est malheureusement applicable que dans les limites suivantes:

$$0,08 \text{ m} < H < 0,70 \text{ m}$$

$$L > 4H$$

$$0.2\text{m} < z < 2\text{m}$$

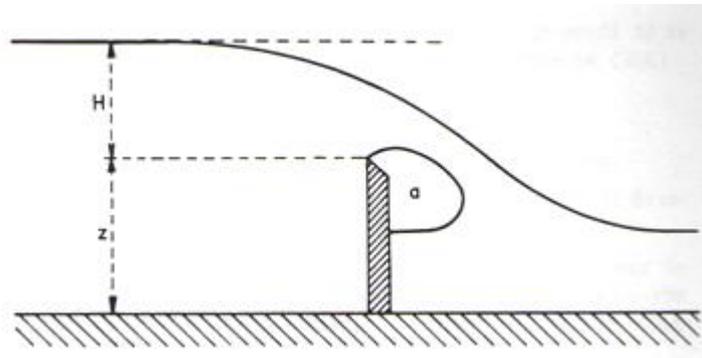


Figure 2-11: Déversoir vertical, rectangulaire, à crête mince et à nappe libre [1].

Par ailleurs, pour utiliser cette formule à bon escient, il est bon de rappeler les conditions dans lesquelles les expériences de Bazin ont été poursuivies [1].

Elles eurent lieu de 1888 à 1898 sur un canal dérivé du canal de Bourgogne près de Dijon. Ce canal rectiligne sur une grande longueur (23 m) avait une section rectangulaire de 2 m de largeur et 1,60 m de profondeur. Il était soigneusement enduit de ciment lissé [1]. Il était réalisé par un barrage vertical constitué de poutrelles en bois de 0,10 m de côté, muni à sa partie supérieure d'une tôle de 7 mm d'épaisseur

à bord rigoureusement horizontal constituant mince paroi, la face amont de la tôle était dans le même plan que la face amont du barrage (figure 2-12). La hauteur z du barrage a varié de 0,25 m à 1,30 m. Il n'y avait pas de contraction latérale et la ventilation de la nappe était assurée par deux puits latéraux fermés du côté du canal par des planches P rabotées rétablissant la paroi de la rigole dans la zone où s'écoulait la nappe (figure 2-13) [1].

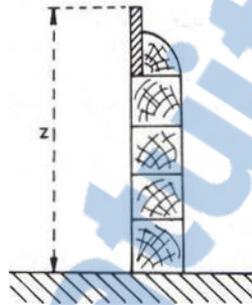


Figure 2-12: Déversoir de Bazin. Profil de la crête [1].

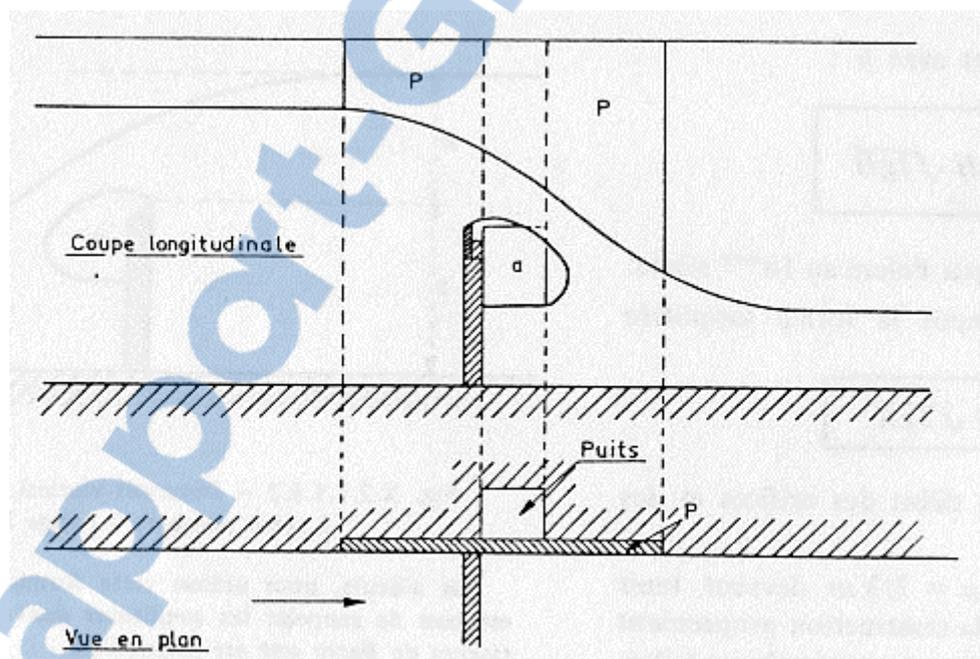


Figure 2-13: Déversoir de Bazin aération de la nappe [1].

Pour mesurer les charges H , Bazin avait pratiqué à 5 m à l'amont du déversoir un puits latéral fermé sur toute sa hauteur du côté de la paroi par une planche rabotée rétablissant la paroi du canal et percée d'un trou à la partie inférieure. Il obtenait ainsi dans ce puits le niveau du liquide dans le canal et évitait les oscillations dues à l'écoulement et au vent. Les variations de la charge H étaient indiquées par un flotteur

actionnant une aiguille et la mesure exacte de H , quand un régime permanent était bien établi, était faite à l'aide d'une aiguille à pointe recourbée [1].

Il résulte que la formule de Bazin pourra être appliquée dans le cas d'un déversoir verticale à crête mince, rectangulaire, sans contraction latérale, placé en travers d'un canal rectiligne sur une grande longueur à l'amont avec une pente longitudinale de l'ordre de 1‰ et ne comportant pas de dispositif de tranquillisation, la charge H , la largeur L et la hauteur de pelle z restant dans les limites indiquées plus haut. Dans ces conditions la formule donne des résultats exacts à 1 ou 2% près [1].

c. Formule de la S.I.A.

Une formule développée par la Société Suisse des Ingénieurs et architectes (S.I.A.) est applicable à un déversoir du même type que précédemment mais précédé, à l'amont, d'un canal de faible longueur, à fond sensiblement horizontal et comportant un dispositif de régularisation des vitesses (grilles de barreaux, nids d'abeille ou guideaux et éventuellement radeau tranquilliseur de surface). Ce dispositif est appelé "type Rehbock" par opposition au "type Bazin". C'est le plus fréquent dans la pratique des mesures, notamment en laboratoire [1].

Dans ces conditions la formule développée par la S.I.A. s'écrit :

$$\mu = 0.401 \left(1 + \frac{1}{1000H + 1.6} \right) \left[1 + 0.5 \left(\frac{H}{H+z} \right)^2 \right] \quad (2.7)$$

Les limites d'application de la formule (2.7) sont:

$$0.025m < H < 0.8m, \quad z > 0.3m \quad \text{et} \quad H \leq z$$

d) Formule de Rehbock(1929) :

Développée par Rehbock en 1929, la formule (2.8) suivante dite de Rehbock. Elle est applicable uniquement au déversoir type Rehbock présenté dans la figure 2-14 [1,18].

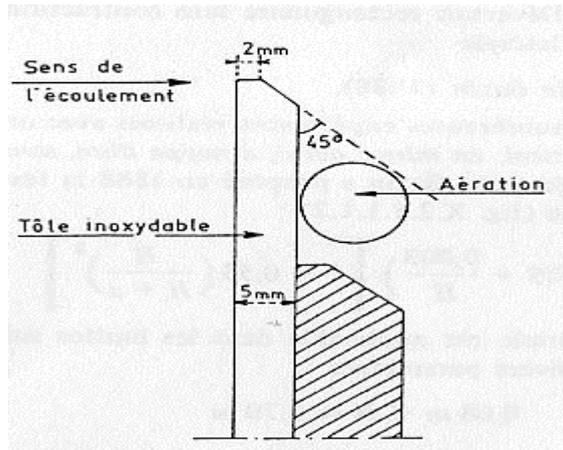


Figure 2-14: Déversoir de Rehbock [1].

$$Q = \mu L H_e \sqrt{2gH_e} \quad (2.8)$$

avec

$$\mu = 0.4023 + 0.0542 \frac{H_e}{z} \quad (2.9)$$

Et

$$H_e = H + 0.0011$$

Dans ces formules H_e et H sont exprimées en m . En principe, la formule (2.8) est valable pour toute la gamme de variations des paramètres notamment de la charge, mais il est préférable de ne pas l'utiliser pour une charge $H < 0.05m$.

Les valeurs du coefficient de débit d'après Rehbock sont présentées dans le tableau N°2 dans (l'annexe B-2).

2.4.2. DEVERSOIR RECTANGULAIRE AVEC CONTRACTION LATÉRALE :

Le cas le plus général rencontré en pratique est le déversoir en mince paroi à contraction latérale schématiquement représenté sur la figure 2-15 [16] :



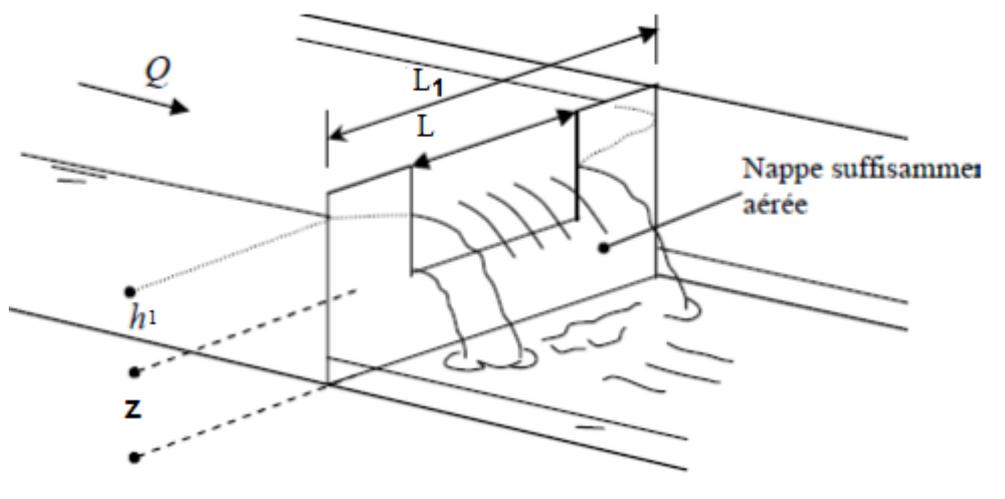


Figure 2-15: Déversoir rectangulaire à paroi mince et à contraction latérale. Schéma de définition [16].

La largeur L de l'échancrure du déversoir est inférieure à la largeur L₁ du canal d'amenée de forme rectangulaire. Ces deux paramètres géométriques définissent par leur rapport $\beta = L / L_1$ la valeur du taux de contraction [16].

Ci-dessous, dans le tableau 2-2, figurent quelques expressions du coefficient de débit suivant le rapport entre la largeur à l'amont du déversoir (L₁) et la largeur d'écoulement sur le déversoir (b) [15]:

Tableau 2-2: valeurs de coefficient de débit suivant le rapport L / L₁ pour un déversoir rectangulaire avec contraction latérale [15].

L/L ₁	1	0,9	0,8	0,7
μ	$\frac{2}{3} \left(0,602 + 0,075 \frac{h_1}{z} \right)$	$\frac{2}{3} \left(0,599 + 0,064 \frac{h_1}{z} \right)$	$\frac{2}{3} \left(0,597 + 0,045 \frac{h_1}{z} \right)$	$\frac{2}{3} \left(0,595 + 0,030 \frac{h_1}{z} \right)$
L/L ₁	0,6	0,5	0,4	0,3
μ	$\frac{2}{3} \left(0,593 + 0,018 \frac{h_1}{z} \right)$	$\frac{2}{3} \left(0,592 + 0,011 \frac{h_1}{z} \right)$	$\frac{2}{3} \left(0,591 + 0,0058 \frac{h_1}{z} \right)$	$\frac{2}{3} \left(0,590 + 0,0020 \frac{h_1}{z} \right)$
L/L ₁	0,2	0,1	0 (à titre indicatif)	
μ	$\frac{2}{3} \left(0,588 - 0,0018 \frac{h_1}{z} \right)$	$\frac{2}{3} \left(0,588 - 0,0021 \frac{h_1}{z} \right)$	$\frac{2}{3} \left(0,587 - 0,0023 \frac{h_1}{z} \right)$	

Où μ , h₁ et z sont respectivement le coefficient de débit, la charge en amont et la hauteur de pelle

A. Formule de Hégly :

M. Hégly, Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, collaborateur de Bazin, a effectué près de Langres des mesures avec un déversoir vertical à crête mince, à nappe libre, à contraction latérale placé à l'extrémité d'un canal type Bazin [1].

Il proposa en 1921 la formule (2.10) suivante dans laquelle L est la largeur du canal, les autres lettres ayant la même signification que dans les formules précédentes (voir figure 2-16) :

$$\mu = \left(0.405 + \frac{0.0027}{H} - 0.03 \frac{L_1 - L}{L_1} \right) \left[1 + 0.55 \left(\frac{LH}{L_1(H + \Delta Z)} \right)^2 \right] \quad (2.10)$$

Cette formule est applicable dans les limites suivantes :

$$0 < \frac{L_1 - L}{L_1} < 0,9$$

$$0,1 \text{ m} < H < 0,6 \text{ m}$$

$$0,4 \text{ m} < L < 1,8 \text{ m}$$

$$0,4 \text{ m} < z < 0,8 \text{ m}$$

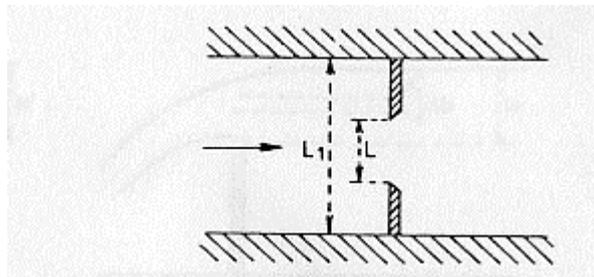


Figure 2-16 : Déversoir avec contraction latérale (vue en plan) [1,17].

B. Formule de la S.I.A

Applicable à l'installation type Rehbock pour un déversoir vertical à crête mince, à nappe libre, à contraction latérale [1,15].

$$\mu = \left[0.385 + 0.0246 \left(\frac{L}{L_1} \right)^2 + \frac{2.410 - 2 \left(\frac{L}{L_1} \right)^2}{1.000H + 1.6} \right] \left[1 + 0.5 \left(\frac{L}{L_1} \right)^4 \left(\frac{H}{H+z} \right)^2 \right] \quad (2.11)$$

Les limites d'application de l'équation (2.11) sont:

$$0.025 \frac{L_1}{L} < H < 0.8m$$

$$z \geq 0.3m$$

$$H \leq z$$

$$0.3 < \frac{L}{L_1} < 0.8$$

C. Formule préconisée : KINDSVATER et CARTER

L'Association Internationale de Normalisation (I.S.O.) a adopté ante formule pour constituer la base de normalisation des mesures des débits à l'aide de déversoirs rectangulaires à crête mince avec ou sans contraction latérale. La formule s'écrit [1]:

$$Q = C_e \frac{2}{3} \sqrt{2g} L_e H_e^{3/2} \quad (2.12)$$

Où

Q : débit en volume (m³/s) ;

C_e : coefficient de débit ;

g : accélération de la pesanteur (m/s/s) ;

L_e : largeur "effective" du déversoir (m) ;

H_e : charge "effective" du déversoir (m) ;

L : largeur réelle de la crête du déversoir

k_l : longueur supplémentaire définie plus loin

avec

$$L_e = L + k_l$$

$$H_e = H + k_l$$

Où

H : charge réelle sur la crête du déversoir

Les longueurs k_l et k_n , dont les valeurs ont été déterminées expérimentalement tiennent compte de l'influence de la tension superficielle et de la viscosité du liquide.

Pour k_n on peut prendre la valeur 1 mm pour toutes les valeurs de L/L_1 , (L_1 = largeur du canal) et de (z = hauteur de pelle).

La valeur de k_l est fonction du rapport L , et est donnée par la courbe de la figure 2-17

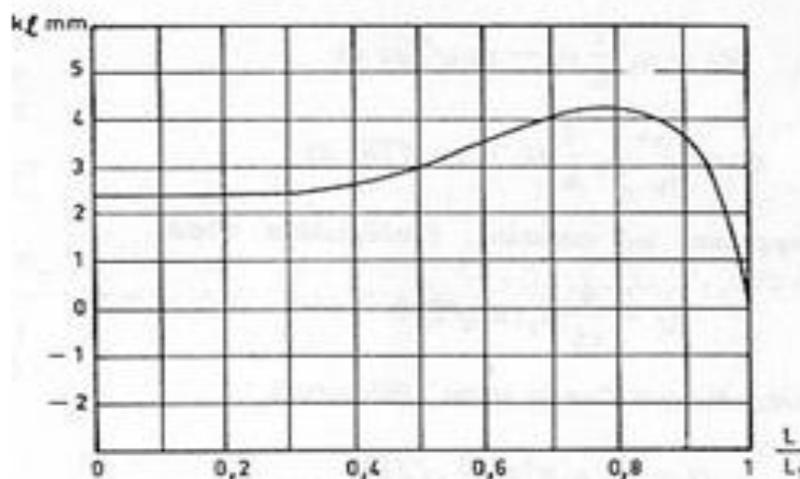


Figure 2-18: Formule de Kindsvater et Carter [1,15].

Le coefficient de débit C_e est une fonction linéaire du rapport H/z , suivant la loi :

$$C_e = \alpha + \beta \frac{H}{z}$$

Les coefficients α et β varient avec le rapport L/L_1 suivant les courbes de la figure 2-18

Limite d'application de la formule de Kindsvater et Carter :

$$L \geq 0,15m$$

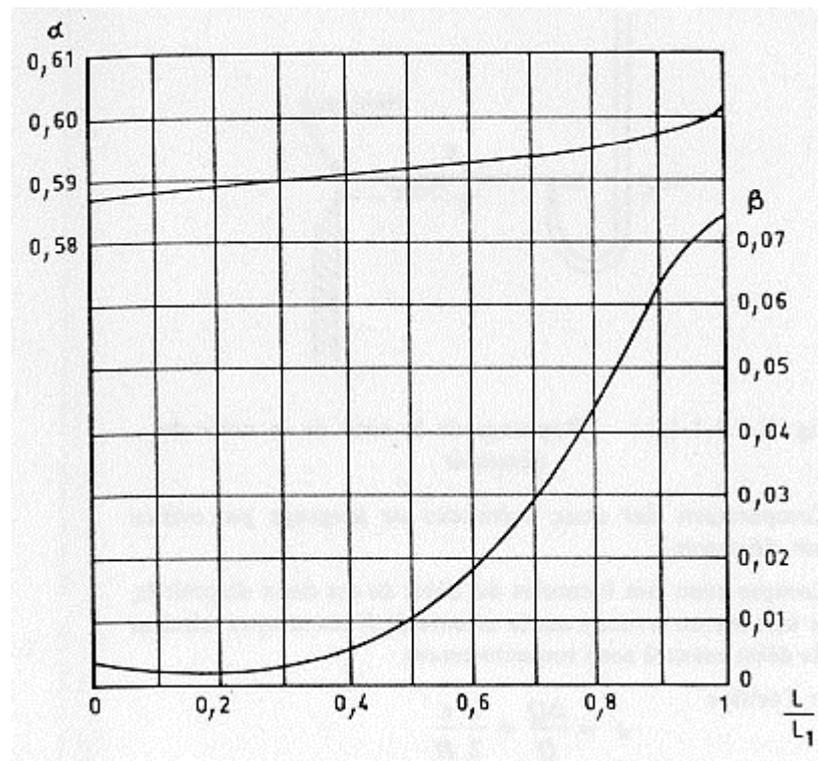


Figure 02-19: Formule de Kindsvater et Carter [1,15].

La charge H doit être suffisante pour permettre un décollement franc de la nappe après son passage sur la crête du déversoir et pour éviter la production d'une nappe adhérente ; on recommande pratiquement $H > 0,03$ m. Le rapport H/z doit rester suffisamment petit pour

éviter la formation de vagues dans le canal d'approche ce qui gêne la mesure correcte de H ; on recommande pratiquement $H/z \leq 2$.

L'intérêt de la formule de Kindsvater et Carter résulte du fait qu'elle est conforme aux principes de la similitude mécanique (les facteurs $2/3$ et $\sqrt{2g}$ sont explicités) et les valeurs des coefficients sont appuyées sur un ensemble très complet de mesure expérimentales [1,15].

2.4.3. VALEURS USUELLES DU COEFFICIENT DE DÉBIT

Des valeurs usuelles du coefficient de débit μ de la formule générale 2.4 prises en pratique courante pour une première approximation, dans le cas d'un déversoir en mince parois vertical à nappe libre, rectangulaire, sont:

Sans contraction latérale $\mu=0.43$

Avec contraction latérale $\mu=0.40$

Ceci revient à négliger dans les formules données précédemment le terme en z ce qui est acceptable dès que $z > 4H$ et à arrondir le premier terme de l'expression de μ en lui donnant une valeur moyenne [1].

CHAPITRE III

ÉCOULEMENT À TRAVERS LES ORIFICES

Les ouvrages hydrotechniques tels que les réservoirs, les barrages, les écluses peuvent contenir des ouvertures pour pouvoir exploiter ou vidanger les eaux stockées. Parmi ces ouvertures on distingue particulièrement les orifices et ajutages. Si l'ouverture est munie d'un tuyau on parle alors d'un *ajutage* par contre si cette dernière est exercée directement dans la paroi de l'ouvrage elle est appelée *orifices*. Les orifices et les ajutages sont des dispositifs très pratiques pour régulariser et mesurer les écoulements dans les canalisations. Dans ce chapitre on est concerné par l'étude des écoulements à travers les orifices. On décrit rapidement les différents concepts tout en dérivant les équations fondamentales y afférant. On, citera ensuite les différents coefficients de correction existants dans la littérature dans le souci de les comparer avec ceux obtenus expérimentalement dans notre présente étude et qui sont donnés et commentés en chapitre V.

3.1. DEFINITION ET CARACTERISTIQUE D'UN ORIFICE:

Un orifice est un trou percé dans la paroi d'un réservoir et par où l'eau s'écoule sans aménagement particulier excepte pour d'éventuels arrondis ou chanfreins réalisés sur les arêtes de l'orifice, fig.3.1, ci-dessous.

Pour les écoulements à travers des orifices, le mouvement des particules fluides ne devient sensible qu'à une très faible distance de l'orifice. Le liquide peut être considéré au repos dans tout le reste du réservoir excepté dans le voisinage immédiat de l'orifice [11]. Les orifices sont des dispositifs très précis pour la mesure des débits comme ils servent aussi à régulariser les débits. Un orifice est dit noyé si le niveau de la surface libre à l'aval est au-dessus de l'orifice. Dans le cas contraire l'orifice est dit non noyé, voir figure 3-1 [11]. Il existe différents types d'orifices non noyés, à savoir ; les orifices à mince paroi, les orifices à veine moulée et les orifices à contraction incomplète [12]

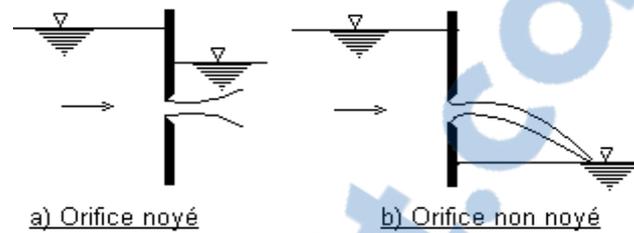


Figure 3-1: Écoulement par les orifices [11].

3.2. ORIFICES CIRCULAIRES A MINCE PAROI

Un orifice est dit à paroi minces si son épaisseur 'e', voir figure 3-2, est inférieure à la moitié de sa plus petite dimension transversale (par exemple $e < d_o/2$ pour un orifice circulaire). Afin d'éviter l'influence d'autres parois que celle dans laquelle est percé l'orifice, il faut que la distance entre ce dernier et la paroi la plus proche à l'amont soit au moins égale à une fois et demi la plus petite dimension de l'orifice [11].

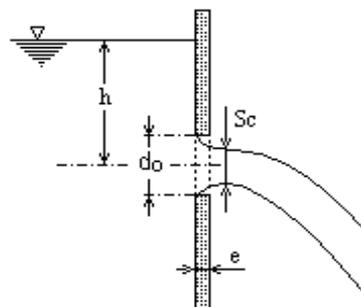


Figure 3-2: Écoulement à travers un orifice en mince paroi [11].

3.2.1. EXPRESSION POUR LA VITESSE D'ÉCOULEMENT :**A. Vitesse théorique d'écoulement :**

En admettant que l'écoulement s'effectue sans frottement, l'application du théorème de Bernoulli entre la surface libre du réservoir et le centre de l'orifice (figure 3-2) donne :

$$u = \sqrt{2gh} \quad (3.1)$$

L'expression (3.1) est la vitesse théorique au centre de l'orifice, elle a été établie expérimentalement pour la première fois par Torricelli en 1643 (voir §1.2.4). Pour une section de l'orifice négligeable devant la charge 'h', on admet que la vitesse est la même à travers toute la section de l'orifice [11].

B. Vitesse réelle d'écoulement :

Du fait des frottements, la vitesse réelle d'écoulement est inférieure à celle donnée par l'équation (3.1). On définit, un coefficient c_v , appelé coefficient de vitesse comme étant le rapport de la vitesse réelle de l'écoulement à celle théorique [11]:

$$c_v = \frac{\bar{u}}{\sqrt{2gh}} \quad (3.2)$$

3.2.2. EXPRESSION POUR LE DÉBIT D'ÉCOULEMENT :**A. Débit théorique :**

Le débit théorique est le produit de la vitesse théorique de l'écoulement par la section apparente de l'écoulement, S_o qui prise égale à celle de l'orifice. Littéralement ce dernier peut être défini par [11] :

$$q_{th} = S_o \sqrt{2gh} \quad (3.3)$$

B. Débit réel :

En approchant l'orifice, les particules fluides convergent vers ce dernier. Du fait, qu'un changement brusque de direction est impossible, les lignes de courant

continuent à converger au-delà de la section transversale de l'orifice jusqu'à devenir parallèles au niveau de la section S_c , voir figure 3-2, appelée section contractée. On définit par coefficient de contraction, C_c , le rapport de la section contractée à la section transversale de l'orifice [11] :

$$C_c = \frac{S_c}{S_o} \quad (3.4)$$

Où

S_c est la section contractée,

S_o est la section de l'orifice.

Le débit réel de l'écoulement est égale au débit théorique équation (3.3) multiplié par un coefficient $C_d < 1$, appelé coefficient débit. Soit [11]:

$$q_{Rel} = C_d S_o \sqrt{2gh} \quad (3.5)$$

avec

$$C_d = C_c C_v \quad (3.6)$$

où

S_o est la section transversale de l'orifice,

h est la charge sur de l'orifice.

3.2.3. VALEURS POUR LE COEFFICIENT DE DEBIT :

A. Valeurs approximatives :

Pour des calculs approchés de l'écoulement à travers un orifice circulaire en mince paroi, on peut prendre $C_d = 0.62$ [11].

B. Formules d'Herbert Addison :

Les valeurs réelles du coefficient de débit varient avec la forme, les dimensions, l'orientation (verticale ou horizontale), l'acuité des arêtes et la charge sur l'orifice. On donne ci-après quelques valeurs utilisées pour les orifices circulaires en mince paroi [11].

Dans son traité 'Applied hydraulics' (1954), Herbert Addison propose pour un orifice en mince paroi circulaire de diamètre $D \geq 6\text{cm}$ et une charge $h \geq 0,45\text{m}$ pour de l'eau aux températures ordinaire et la pression atmosphérique, la valeur de la formule suivante :

$$C_d = \frac{Q}{S_c \sqrt{2gH}} = 0.597 \quad (3.7)$$

Pour des orifices plus petits, d'autres températures et des charges plus faibles, on peut utiliser la formule

$$C_d = 0.592 + \frac{4.5}{\sqrt{Re}} \quad (3.8)$$

avec

$$Re = \frac{V d_o}{\nu} = \frac{\sqrt{2gH}}{\nu} d_o \quad (3.9)$$

B. Valeurs tabulaires:

Quelques valeurs expérimentales couvrant l'intervalle $0.12\text{m} \leq h \leq 30\text{m}$ et $6\text{mm} \leq d_o \leq 300\text{mm}$ peuvent être trouvées dans la référence [1]. Ces valeurs sont

données dans le tableau 3.1 suivant. D'autres valeurs prise de la référence [5] sont données dans le tableau 3.2.

Tableau 3-1: Valeur du coefficient de débit c_d pour les orifices de forme circulaire à mince paroi verticale [1].

<i>Charge sur le centre de l'orifice [m]</i>	<i>diamètre en [mm]</i>					
	<i>6</i>	<i>15</i>	<i>30</i>	<i>60</i>	<i>180</i>	<i>300</i>
<i>0.12</i>	-	<i>0.631</i>	<i>0.618</i>	-	-	-
<i>0.15</i>	-	<i>0.627</i>	<i>0.615</i>	<i>0.600</i>	<i>0.592</i>	-
<i>0.18</i>	<i>0.655</i>	<i>0.624</i>	<i>0.613</i>	<i>0.601</i>	<i>0.593</i>	-
<i>0.24</i>	<i>0.648</i>	<i>0.620</i>	<i>0.610</i>	<i>0.601</i>	<i>0.594</i>	<i>0.591</i>
<i>0.27</i>	<i>0.646</i>	<i>0.618</i>	<i>0.609</i>	<i>0.601</i>	<i>0.595</i>	<i>0.591</i>
<i>0.30</i>	<i>0.644</i>	<i>0.617</i>	<i>0.608</i>	<i>0.600</i>	<i>0.595</i>	<i>0.591</i>
<i>0.40</i>	<i>0.638</i>	<i>0.613</i>	<i>0.605</i>	<i>0.600</i>	<i>0.595</i>	<i>0.593</i>
<i>0.60</i>	<i>0.632</i>	<i>0.610</i>	<i>0.604</i>	<i>0.599</i>	<i>0.596</i>	<i>0.595</i>
<i>0.90</i>	<i>0.627</i>	<i>0.606</i>	<i>0.603</i>	<i>0.599</i>	<i>0.597</i>	<i>0.597</i>
<i>1.20</i>	<i>0.623</i>	<i>0.605</i>	<i>0.602</i>	<i>0.599</i>	<i>0.597</i>	<i>0.596</i>
<i>1.80</i>	<i>0.618</i>	<i>0.604</i>	<i>0.600</i>	<i>0.598</i>	<i>0.598</i>	<i>0.596</i>
<i>2.40</i>	<i>0.614</i>	<i>0.603</i>	<i>0.600</i>	<i>0.598</i>	<i>0.597</i>	<i>0.596</i>
<i>3.00</i>	<i>0.611</i>	<i>0.601</i>	<i>0.6598</i>	<i>0.597</i>	<i>0.596</i>	<i>0.595</i>
<i>6.00</i>	<i>0.601</i>	<i>0.598</i>	<i>0.596</i>	<i>0.596</i>	<i>0.596</i>	<i>0.594</i>
<i>30.00</i>	<i>0.593</i>	<i>0.592</i>	<i>0.592</i>	<i>0.582</i>	<i>0.592</i>	<i>0.592</i>

Tableau 3-2: Valeur du coefficient de débit C_d pour les orifices de forme circulaire à mince paroi verticale [4]

$h(m)$	Diamètre en mm												
	6	9	12	15	21	30	36	45	60	120	180	240	300
0.12	-	-	0.637	0.631	0.624	0.618	0.612	0.606	-	-	-	-	-
0.15	-	0.643	0.633	0.627	0.621	0.615	0.610	0.605	0.600	0.596	0.592	-	-
0.30	0.644	0.631	0.623	0.617	0.612	0.608	0.605	0.603	0.600	0.598	0.595	0.593	0.591
0.6	0.632	0.621	0.614	0.610	0.607	0.604	0.601	0.600	0.599	0.599	0.597	0.596	0.595
0.9	0.627	0.617	0.611	0.606	0.604	0.603	0.601	0.600	0.599	0.599	0.598	0.597	0.597
1.2	0.623	0.614	0.609	0.605	0.603	0.602	0.600	0.599	0.599	0.598	0.597	0.597	0.596
1.5	0.621	0.613	0.608	0.605	0.603	0.601	0.599	0.599	0.598	0.598	0.597	0.596	0.596
3.00	0.611	0.606	0.603	0.601	0.599	0.598	0.598	0.597	0.597	0.597	0.596	0.596	0.596
6.00	0.601	0.600	0.599	0.598	0.597	0.596	0.596	0.596	0.596	0.596	0.596	0.595	0.594
15.00	0.596	0.596	0.595	0.595	0.594	0.594	0.594	0.594	0.594	0.594	0.594	0.593	0.593

3.3. ORIFICES A CONTRACTION INCOMPLETE:

Entre l'écoulement par l'orifice en mince paroi pour lequel C_d est de l'ordre de 0.62 et l'écoulement par veine moulée pour lequel C_d est de l'ordre de 1 s'échelonnent tous les intermédiaire [11]. Ces types d'orifices ont des contractions dites incomplètes. C'est le cas des vannes de fond objet de notre deuxième expérimentation dans le cadre de ce travail, voir figure 3-3.

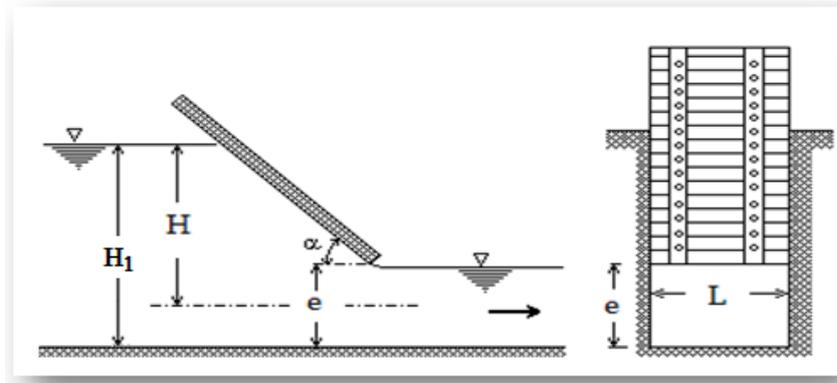


Figure 3-3: Vanne de fond.

La formule générale pour l'estimation du débit dans ce type de dispositif est souvent sous la forme :

$$Q = C_d L e \sqrt{2gH} \quad (3.9)$$

Dans l'équation (3.9), C_d est le coefficient de débit, L est la largeur de la vanne, e est l'ouverture de la vanne et H est la charge en amont de la vanne (voir figure 3-3).

Si on désigne par θ la fraction du périmètre de l'orifice sur laquelle la contraction est supprimée, le coefficient C_d à appliquer serait lié, d'après les expériences de Bidone, au coefficient C_d valable pour une contraction complète, par les relations suivantes [1] :

Si l'orifice est rectangulaire :

$$C_d' = C_d(1 + 0.15\theta) \quad (3.10)$$

Si l'orifice est circulaire :

$$C_d' = C_d(1 + 0.13\theta) \quad (3.11)$$

Il est à noter que si l'on fait $\theta = 1$ c'est-à-dire si l'on supprime toute contraction, on devrait avoir $C_d' \approx 1$ en donnant à C_d les valeurs courantes [1].

Or dans le second cas (orifice circulaire) avec $C_d = 0.62$, on a

$$C_d' = 0.62 * 1.13 = 0.70$$

La courbe $C_d'(\theta)$ donnée par la formule de Bidone est la droite D alors qu'en fait la courbe $C_d'(\theta)$ a plutôt l'allure de D' voir figure 3-4.

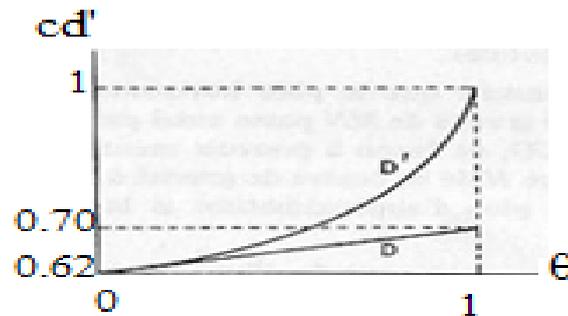


Figure 3-4: Coefficient de débit des orifices à contraction incomplète [1].

Il ya donc quelque réserves à faire sur l'emploi de ces formules, aussi pratiquement, pour les vannes non noyées on adopte des formules déduites de l'expérience.

Voici par exemple de celles de Poncelet valables pour des orifices non noyés réglés par des vannes de fond en supposant la contraction supprimée sur le fond en supposant la contraction supprimée sur le fond et sur les deux cotés voir figure 3-6 [1] :

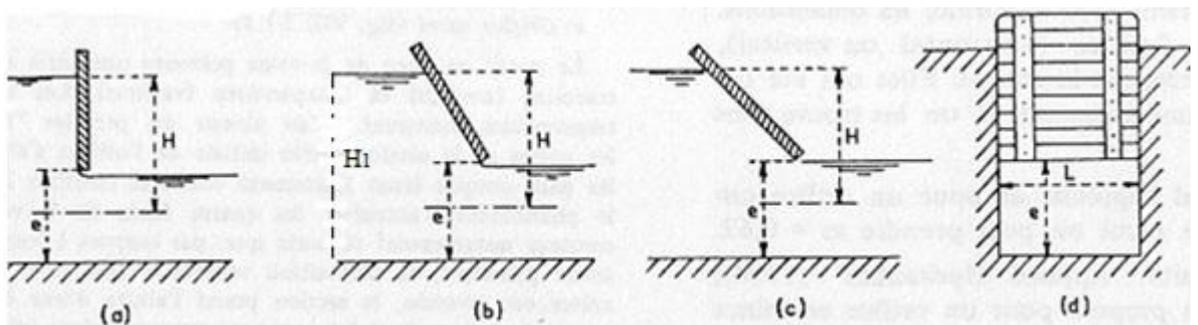


Figure 3-5: Formules de Poncelet pour le débit des vannes de fond [1].

Vanne verticale :

$$Q = 0.70L e\sqrt{2gH} \quad (3.12)$$

Vanne inclinée à 1 de base pour 2 de hauteur :

$$Q = 0.74L e \sqrt{2gH} \quad (3.13)$$

Vanne inclinée à 1/1 :

$$Q = 0.80Le\sqrt{2gH} \quad (3.14)$$

Dans le cas d'une vanne verticale on peut également utiliser la formule suivante qui est plus précise, voir figure 3-6 [1] :

$$Q = C_d L e \sqrt{\frac{2gh_1}{1 + \frac{C_d e}{h_1}}} \quad (3.12)$$

Où

- Q : débit en (m³/s)
- C_d : coefficient de débit
- e : levée de la vanne (m),
- L : largeur de l'ouverture de la vanne (m),
- h₁ : profondeur amont (en m).

Pour une vanne sans contractions latérales le coefficient de débit recommandé est égal à 0.61.

Bien entendu, cette formule n'est valable que pour un écoulement non noyé (ou dénoyé); parfois il se produit un ressaut à une certaine distance à l'aval de la vanne suivant les conditions d'écoulement dans le bief aval. Ce ressaut, tant qu'il ne touche pas la vanne, est sans influence sur le débit de celle-ci [1].

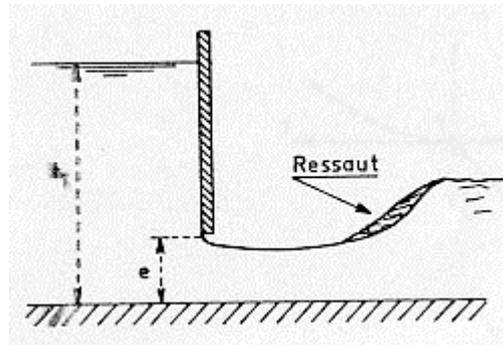


Figure 3-6: Ecoulement à travers une vanne de fond non nouée [1].

CHAPITRE V

ESTIMATION EXPERIMENTALE DES COEFFICIENTS DE CALIBRATION POUR LES ORIFICES CIRCULAIRES.

Le présent chapitre expose les résultats expérimentaux obtenus pour l'estimation des coefficients de débit, de vitesse et de contraction pour des orifices circulaires en paroi mince. L'objectif principal est de couvrir certains intervalles qui ne figurent pas dans la littérature. Le banc d'expérimentation a été confectionné localement en utilisant les moyens les plus rudimentaires. Les intervalles couverts par ces expérimentations concernent une variation du diamètre de l'orifice entre 2mm et 9mm et des charges variant entre 0.15m et 22m d'eau. Un ensemble de quatre expérimentations est considéré ; les deux premières concernent les orifices exercés sur une paroi de 2.5mm d'épaisseur et les deux autres concernent les orifices exercés sur des parois de 1mm d'épaisseur. Dans chacune de ces expérimentations on traite des piquages effectués dans la même direction que l'écoulement principal et des piquages effectués perpendiculairement à la direction de l'écoulement principal. Les résultats expérimentaux sont validés en comparant certaines valeurs obtenues à celles équivalentes qui existants dans la littérature.

4.1. DESCRIPTION ET PHOTOS DU BANC D'ESSAI UTILISE:

Le banc d'essai utilisé a été, comme mentionné plus haut, confectionné localement. Il est illustré par les photos des figures 5.1, 5.2 et 5.3. Il est principalement composé:

- d'une pompe,
- d'un manomètre pour la mesure des charges supérieures à 3m,
- d'un tube piézométrique (pour la mesure des charges inférieurs à 3m)
- d'une vanne de réglage de l'alimentation
- de deux bouchons sur lesquels sont percés les orifices,
- d'un pied réglable pour maintenir l'horizontalité du banc,
- d'un flexible d'alimentation.

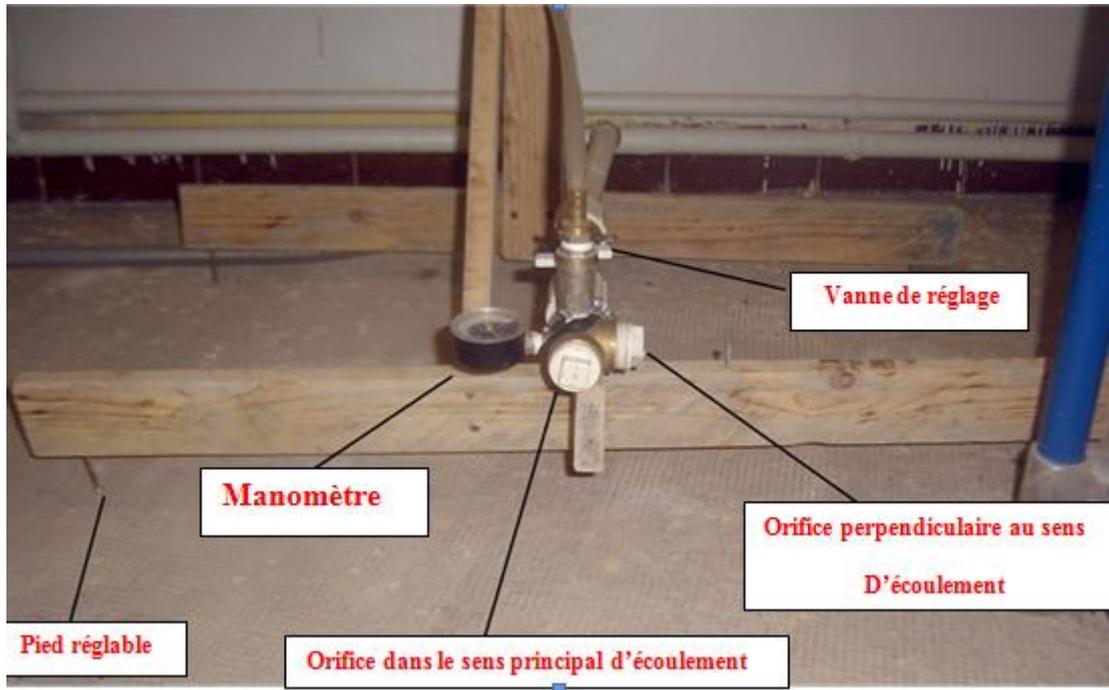


Figure 5-1: Photo no.1 du banc d'essai pour l'estimation des coefficients de calibration des orifices

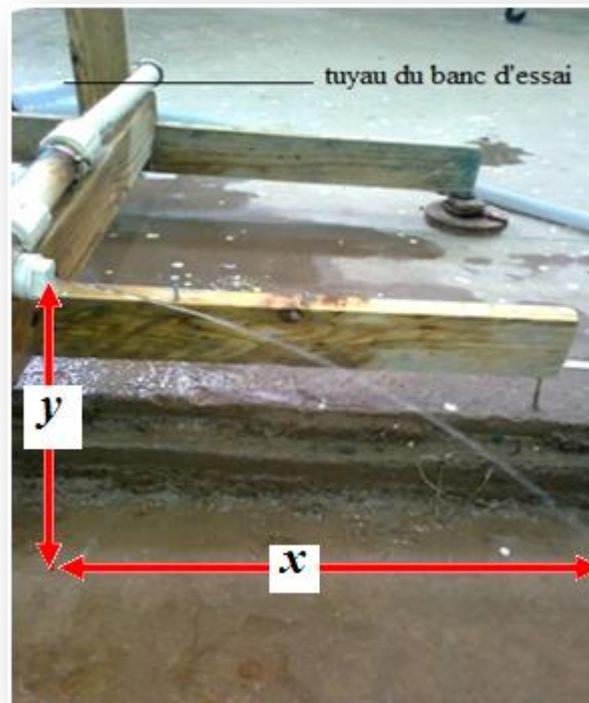


Figure 5-2 : Photo no.2 du banc d'essai pour l'estimation des coefficients de calibration des orifices



Figure 5-3 : Photo no.3 du banc d'essai pour l'estimation des coefficients de calibration des orifices

Rapport-gratuit.com
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

5.2. MODE OPERATOIRE:

- i. Mettre le banc à l'horizontal en utilisant un niveau à eau,
- ii. Percer un diamètre de 2mm sur un bouchon de 2.5 mm d'épaisseur et le visser au bout de la conduite (dans la même direction que l'écoulement principal),
- iii. Brancher l'appareil à une source d'eau,
- iv. Ouvrir la vanne d'alimentation afin d'obtenir la plus petite charge possible. Noter la valeur de la charge sur le piézomètre,
- v. Mesurer le débit en se servant d'un récipient et d'un chronomètre,
- vi. Mesurer les valeurs de x et y (voir figure 5.2)
- vii. Répéter les mêmes opérations pour plusieurs charges ($h=0.15m$ à $22m$). Lorsque la charge dépasse $3m$, il faut fermer le robinet du piézomètre et prendre les valeurs de la charge données par le manomètre,
- viii. Démonter l'orifice et le brancher dans la direction perpendiculaire à l'écoulement principal. Répéter, les mêmes opérations ci-haut décrites,
- ix. Refaire les opérations (i)-(viii) pour différents diamètres,
- x. Reprendre les opérations (i)-(ix) pour des orifices exercés sur une paroi de 1 mm d'épaisseur.

À chaque fois on règle le niveau avec la vanne d'alimentation. Une fois que l'eau se stabilise et atteint le niveau souhaité, on prend la valeur du niveau d'eau h ; et pour les grandes charges on utilise le manomètre. Pour la mesure du débit, on utilise un récipient et un chronomètre.

5.3. RESULTATS EXPERIMENTAUX ET CALCULS :

5.3.1. RESULTATS EXPERIMENTAUX

Les résultats expérimentaux obtenus pour les orifices, réalisés sur des plaques de 2.5mm d'épaisseur, sont donnés dans le tableau B.1 de l'annexe B. L'intervalle couvert dans ces expérimentations concerne une variation de la charge entre 15cm et

22mm et une variation du diamètre entre 2mm et 9mm. Les résultats expérimentaux obtenus pour les orifices, réalisés sur des plaques de 1mm d'épaisseur, sont donnés dans le tableau B.2 de l'annexe B. Il a été constaté que ces derniers sont entachés d'erreurs dont on n'a pas pu imputer l'origine, qui peut probablement être due à un mauvais perçage. Ces derniers sont donnés à titre indicatif ne sont pas traités en détail dans les paragraphes suivant.

5.3.2. CALCULS DES COEFFICIENTS DE CALIBRATION

Les coefficients de débit C_d , les coefficients de vitesse C_v et les coefficients de contraction C_c sont calculés dans les tableaux 4-1 à 4-10, suivants à partir des données du tableau B-1 de l'annexe B.

Le coefficient C_v est calculé en utilisant l'équation 4.1 suivante où x , y désignent les coordonnées du jet (voir figure 5.2)

$$C_v = \frac{x}{2 * \sqrt{h * y}} \quad (4.1)$$

Le coefficient C_d est calculé en utilisant l'équation 3.5 et C_c est calculé en utilisant l'équation 3.6.

Tableau 5-1: Variation de C_d , C_v et C_c avec la charge pour un diamètre de 2mm.

	Orifices de fin de conduite			Orifices normaux à l'écoulement			
	$h(m)$	C_d	C_v	C_c	C_d	C_v	C_c
do = 2mm	0,325	0,66	1,05	0,63	0,66	0,99	0,67
	0,592	0,66	1,04	0,63	0,66	1,02	0,64
	0,824	0,65	1,04	0,62	0,65	1,03	0,63
	1,040	0,65	1,04	0,62	0,65	1,01	0,65
	1,626	0,64	1,03	0,62	0,65	0,98	0,66
	1,860	0,64	1,01	0,63	0,65	1,01	0,64
	5,000	0,63	1,02	0,62	0,63	0,98	0,65
	8,000	0,63	1,01	0,62	0,63	0,97	0,64
	10,000	0,62	0,98	0,64	0,62	0,97	0,64
	12,000	0,62	1,00	0,62	0,66	0,99	0,66
	18,000	0,62	0,99	0,62	0,60	0,93	0,64
	22,000	0,61	0,98	0,62	0,61	0,95	0,64

Tableau 5-2: Variation de C_d , C_v et C_c avec la charge pour un diamètre de 2.5mm.

	$h(m)$	Orifices de fin de conduite			Orifices normaux à l'écoulement		
		C_d	C_v	C_c	C_d	C_v	C_c
$d_o = 2.5 \text{ mm}$	0,240	0,65	1,09	0,60	0,65	1,06	0,62
	0,530	0,65	1,04	0,62	0,65	1,00	0,65
	0,725	0,65	1,05	0,61	0,65	1,02	0,64
	1,000	0,64	1,01	0,64	0,65	0,96	0,67
	1,280	0,64	1,03	0,62	0,64	0,98	0,66
	1,550	0,64	1,09	0,59	0,64	0,98	0,66
	2,039	0,64	1,03	0,62	0,64	0,97	0,66
	6,110	0,63	1,00	0,63	0,63	0,97	0,66
	8,150	0,62	0,99	0,63	0,63	0,96	0,66
	10,190	0,62	0,97	0,64	0,63	0,94	0,67
	18,350	0,61	0,98	0,63	0,62	0,95	0,65

Tableau 5-3: Variation de C_d , C_v et C_c avec la charge pour un diamètre de 3mm.

	$h(m)$	Orifices de fin de conduite			Orifices normaux à l'écoulement		
		C_d	C_v	C_c	C_d	C_v	C_c
$d = 3 \text{ mm}$	0,150	0,65	1,03	0,63	0,68	1,06	0,64
	0,320	0,65	1,04	0,62	0,68	1,06	0,64
	0,480	0,64	1,04	0,62	0,67	1,02	0,65
	0,740	0,64	1,03	0,62	0,66	1,03	0,64
	1,000	0,63	1,04	0,61	0,65	1,04	0,62
	1,650	0,63	1,02	0,62	0,64	1,01	0,63
	4,000	0,61	0,99	0,62	0,62	0,97	0,64
	8,000	0,61	0,99	0,62	0,62	0,99	0,63
	12,000	0,61	0,99	0,61	0,62	0,94	0,66
	16,000	0,60	0,98	0,62	0,61	0,97	0,63
	18,000	0,60	0,97	0,62	0,61	0,96	0,63
	20,000	0,60	1,00	0,60	0,60	0,94	0,64

Tableau5-4: Variation de C_d , C_v et C_c avec la charge pour un diamètre de 3.5mm.

	$h(m)$	Orifices de fin de conduite			Orifices normaux à l'écoulement		
		C_d	C_v	C_c	C_d	C_v	C_c
do = 3.5 mm	0,150	0,65	1,05	0,62	0,68	1,03	0,66
	0,360	0,65	1,05	0,62	0,66	1,04	0,63
	1,020	0,62	1,00	0,62	0,64	1,00	0,65
	1,240	0,62	1,00	0,62	0,63	1,01	0,63
	1,600	0,61	0,99	0,62	0,63	0,99	0,63
	2,000	0,61	0,99	0,62	0,62	0,97	0,64
	6,000	0,61	0,70	0,87	0,62	1,00	0,62
	8,000	0,60	1,00	0,60	0,62	0,98	0,63
	12,000	0,60	1,02	0,59	0,61	1,01	0,61
	16,000	0,60	0,99	0,61	0,61	0,96	0,63
	20,000	0,60	1,01	0,59	0,60	0,96	0,62

Tableau 5-5: Variation de C_d , C_v et C_c avec la charge pour un diamètre de 4mm.

	$h(m)$	Orifices de fin de conduite			Orifices normaux à l'écoulement		
		C_d	C_v	C_c	C_d	C_v	C_c
do = 4 mm	0,200	0,65	1,08	0,60	0,67	1,02	0,66
	0,520	0,65	1,08	0,60	0,66	1,04	0,64
	0,790	0,64	1,06	0,61	0,66	1,01	0,65
	1,220	0,64	1,04	0,61	0,65	1,03	0,63
	1,500	0,63	1,03	0,62	0,65	1,00	0,65
	1,800	0,63	1,03	0,61	0,64	1,02	0,63
	2,039	0,62	1,04	0,60	0,64	1,01	0,63
	6,110	0,62	1,01	0,62	0,63	0,96	0,66
	8,150	0,62	0,96	0,64	0,62	0,98	0,63
	10,190	0,61	0,99	0,62	0,61	0,96	0,64

Tableau 5-6: Variation de C_d , C_v et C_c avec la charge pour un diamètre de 4.5mm.

	$h(m)$	Orifices de fin de conduite			Orifices normaux à l'écoulement		
		C_d	C_v	C_c	C_d	C_v	C_c
do = 4.5 mm	0,160	0,65	1,08	0,60	0,65	1,03	0,63
	0,350	0,64	1,03	0,62	0,65	1,04	0,63
	1,275	0,63	1,03	0,61	0,63	0,98	0,64
	1,500	0,63	1,02	0,62	0,62	0,99	0,63
	1,770	0,62	1,01	0,61	0,62	1,00	0,62
	2,039	0,61	1,00	0,61	0,62	0,98	0,63
	4,070	0,60	0,99	0,60	0,61	0,95	0,65
	8,150	0,61	0,99	0,62	0,61	0,97	0,63
	12,230	0,61	1,01	0,60	0,60	0,96	0,63
	16,310	0,58	0,96	0,60	0,60	0,96	0,63
	18,350	0,60	1,00	0,60	0,60	0,94	0,63
	20,390	0,60	1,01	0,59	0,60	0,95	0,63

Tableau 5-7: Variation de C_d , C_v et C_c avec la charge pour un diamètre de 6mm.

	$h(m)$	Orifices de fin de conduite			Orifices normaux à l'écoulement		
		C_d	C_v	C_c	C_d	C_v	C_c
do = 6 mm	0,305	0,64	1,07	0,60	0,66	1,07	0,62
	0,455	0,64	1,08	0,59	0,64	1,03	0,62
	0,660	0,63	1,03	0,61	0,66	1,05	0,63
	1,118	0,63	1,04	0,60	0,63	1,02	0,63
	1,370	0,62	1,04	0,60	0,63	1,05	0,60
	1,520	0,62	1,04	0,60	0,63	1,04	0,60
	1,770	0,62	1,03	0,60	0,63	1,00	0,63
	2,039	0,61	0,99	0,62	0,60	0,98	0,62
	4,070	0,61	0,99	0,62	0,59	0,96	0,61
	8,150	0,61	1,01	0,60	0,54	0,86	0,62
	12,230	0,60	0,97	0,62	0,56	0,91	0,62
	16,310	0,60	0,94	0,63	0,58	0,93	0,63
17,330	0,60	0,94	0,64				

Tableau 5-8: Variation de C_d , C_v et C_c avec la charge pour un diamètre de 7.5mm.

	$h(m)$	Orifices de fin de conduite			Orifices normaux à l'écoulement		
		C_d	C_v	C_c	C_d	C_v	C_c
do = 7.5 mm	0,310	0,64	1,08	0,60	0,65	1,02	0,64
	0,660	0,64	1,03	0,62	0,65	1,05	0,61
	0,930	0,64	1,03	0,62	0,64	1,02	0,63
	1,070	0,63	1,05	0,60	0,63	1,05	0,60
	1,200	0,62	1,05	0,59	0,63	1,07	0,59
	2,030	0,62	0,98	0,63	0,63	1,06	0,59
	4,070	0,61	1,00	0,61	0,62	1,02	0,61
	6,110	0,61	0,97	0,63	0,61	0,98	0,62
	8,150	0,60	0,99	0,61	0,61	1,01	0,60
	12,230	0,60	1,00	0,60	0,60	1,01	0,60
	14,270	0,60	0,97	0,62	0,59	1,00	0,60

Tableau 5-9: Variation de C_d , C_v et C_c avec la charge pour un diamètre de 8mm.

	$h(m)$	Orifices de fin de conduite			Orifices normaux à l'écoulement		
		C_d	C_v	C_c	C_d	C_v	C_c
do = 8 mm	0,470	0,64	1,05	0,60	0,65	1,04	0,62
	0,730	0,63	1,02	0,62	0,64	1,04	0,62
	0,990	0,63	1,06	0,59	0,64	1,06	0,61
	1,300	0,63	1,04	0,60	0,64	1,05	0,61
	2,030	0,62	1,01	0,61	0,63	1,01	0,63
	4,070	0,61	1,03	0,59	0,63	1,03	0,61
	6,110	0,61	1,02	0,60	0,62	1,02	0,61
	8,150	0,60	0,98	0,62	0,61	0,98	0,62
	10,190	0,60	0,95	0,64	0,61	0,95	0,64
	12,230	0,60	0,91	0,65	0,60	0,92	0,65

Tableau 5-10: Variation de C_d , C_v et C_c avec la charge pour un diamètre de 9mm.

		Orifices de fin de conduite			Orifices normaux à l'écoulement		
		$h(m)$	C_d	C_v	C_c	C_d	C_v
do = 9 mm	0,300	0,64	1,08	0,59	0,65	0,82	0,78
	0,440	0,64	1,05	0,61	0,64	0,84	0,76
	0,650	0,63	1,04	0,61	0,64	0,76	0,84
	0,780	0,63	1,03	0,61	0,64	0,76	0,84
	0,950	0,62	1,00	0,62	0,63	0,75	0,84
	2,030	0,61	1,07	0,57	0,62	0,98	0,64
	4,070	0,61	1,08	0,56	0,62	0,90	0,68
	6,110	0,60	1,09	0,55	0,61	0,76	0,80
	8,150	0,60	0,97	0,61	0,60	0,64	0,95
	10,190	0,60	0,93	0,64	0,59	0,61	0,97

5.3.3. DISCUSSIONS ET COMMENTAIRES

5.3.3.1. VALIDATION DES RESULTATS

Les résultats obtenus sont validés pour le diamètre $d_o=6\text{mm}$ avec les valeurs données dans le tableau 3.2 prises de la référence [4]. C'est la seule valeur existante dans la littérature qui chevauche avec les intervalles considérés dans notre travail. La comparaison est représentée par le graphe de la figure 5.1, ci-dessous. Nous constatons que les valeurs de C_d pour les orifices en fin de conduite coïncident assez bien avec les valeurs de la littérature représentées par la ligne discontinue. Pour les piquages perpendiculaires à la direction de l'écoulement principal, on constate une légère discordance par rapport aux valeurs de la littérature. Pour des charges inférieures à 2 m, les C_d calculés à partir de nos résultats sont légèrement supérieurs à ceux donnés par la ligne discontinue. Ceci est probablement dû à l'adhérence de la veine liquide avec les parois de la plaque dans laquelle nos orifices ont été percés. Pour des charges supérieures à 2m, on constate que les C_d obtenus à partir de nos expérimentations sont légèrement plus petits que ceux donnés par la courbe discontinue. Cette observation peut être considérée physiquement évidente du fait de

la perte de charge supplémentaire engendrée par la veine liquide lors du changement de la direction d'écoulement, néanmoins ce résultat reste à confirmer avec un banc d'essai plus adéquat. Par ailleurs, nous faisons remarquer que les valeurs données par l'équation (3.7), valable pour $d_o > 6\text{mm}$ et $h > 0,45\text{m}$, sont légèrement inférieures à celles données par la ligne discontinue. Ces valeurs concordent mieux avec nos résultats obtenus pour les orifices percés dans la direction perpendiculaire à la direction de l'écoulement principal pour des charges supérieures à 2 m.

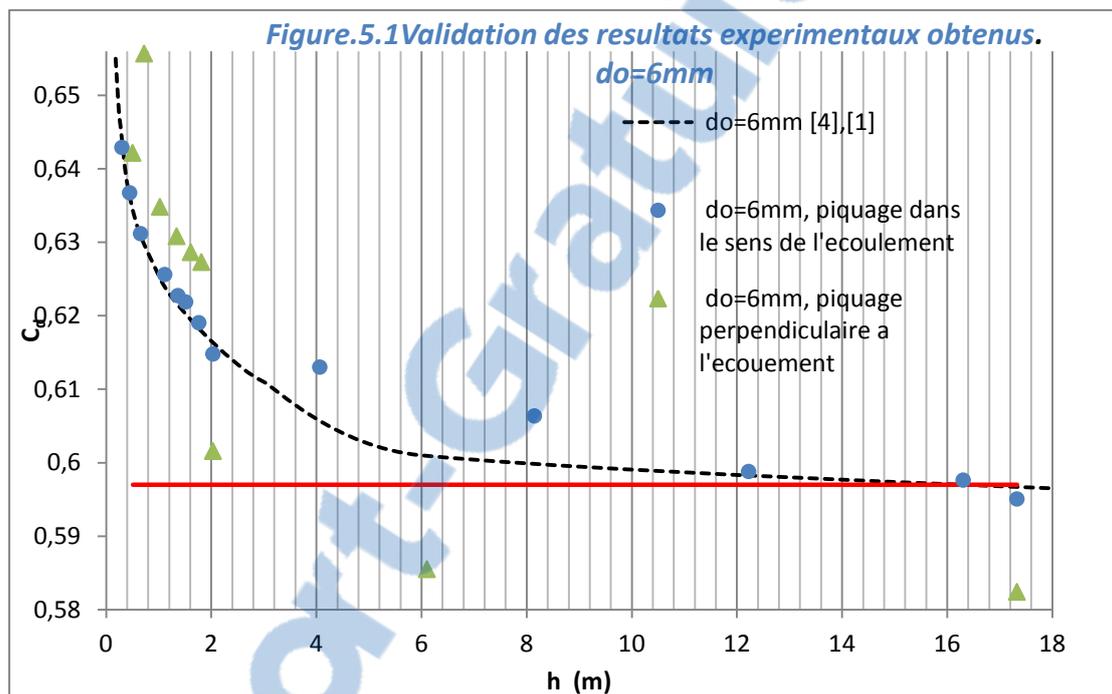


Figure 5-1: Variation de C_d avec h pour $d_o=6\text{mm}$.

5.3.3.2. VARIATION DES COEFFICIENTS DE CALIBRATION AVEC LA CHARGE ET LE DIAMETRE

Dans la figure 5.2, nous avons montré la variation de C_d avec la charge h pour les diamètres de 2, 4 et 9 mm (bien entendu, les autres diamètres ont été éliminés pour la clarté des graphes). Ces résultats montrent clairement que le coefficient C_d diminue avec l'augmentation de la charge pour tous ces diamètres. Aussi nous constatons que pour une charge fixe le C_d diminue lorsque le diamètre augmente. Ces mêmes observations ont été constatées avec le reste des diamètres testés que se soit dans le sens de l'écoulement principal que dans le sens normal à l'écoulement principal.

Afin de montrer quel est le phénomène qui a le plus d'impacte sur les pertes à travers les orifices, nous avons tracé dans les graphes des figures 5.3 et 5.4 les variations de C_d , C_v et C_c avec la charge h . En effet, nous constatons que les pertes sont dues principalement à la contraction de la veine liquide que se soit pour les grands que pour les petits diamètres. Les pertes dues aux frottements sont en effets négligeables pour les intervalles testés. Il reste, cependant, à vérifier ces observations pour de plus grandes charges et de plus gros diamètres.

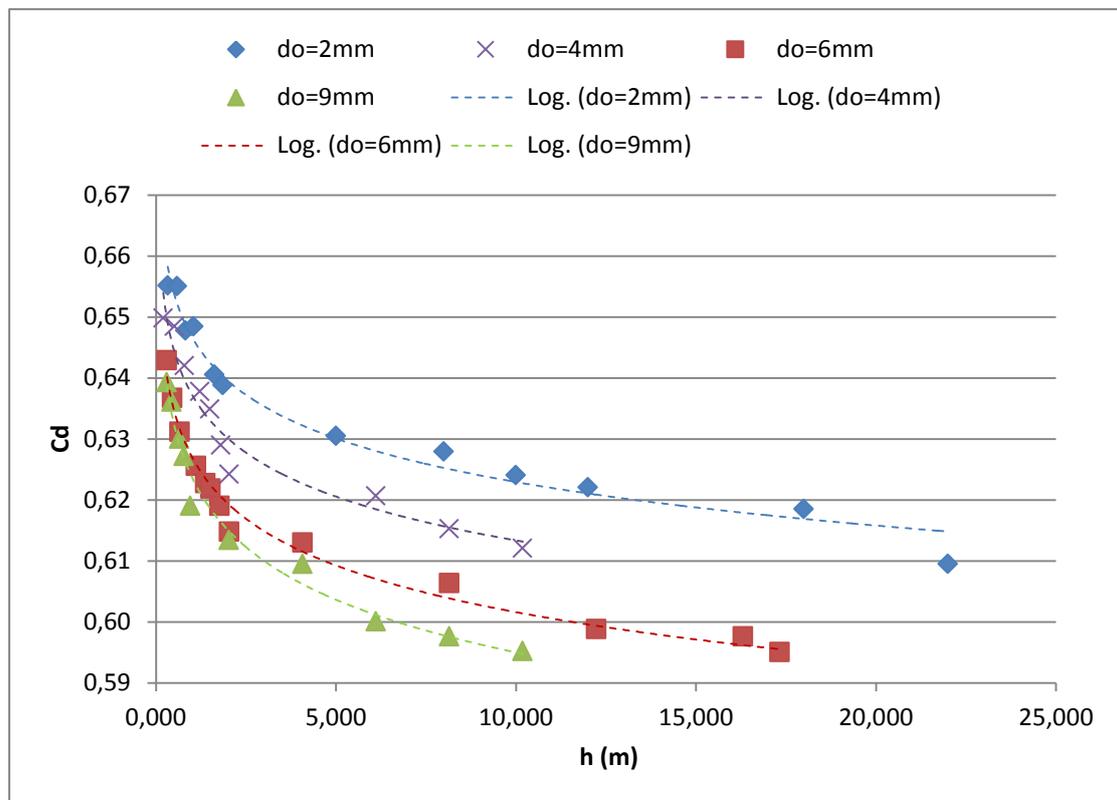


Figure 5-2: Variation de C_d avec h et do (Orifice fin de conduite).

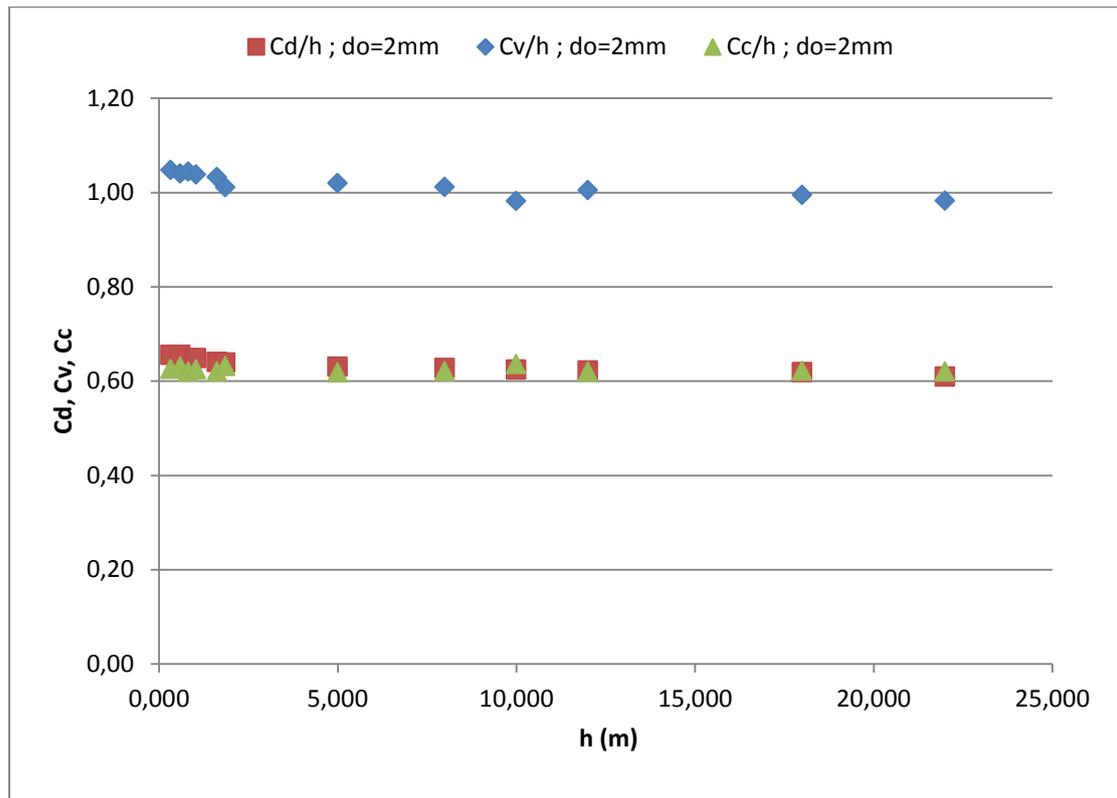


Figure 5-3: Variation de C_d , C_v et C_c avec h pour un diamètre $d_o=2\text{mm}$ (Orifice fin de conduite).

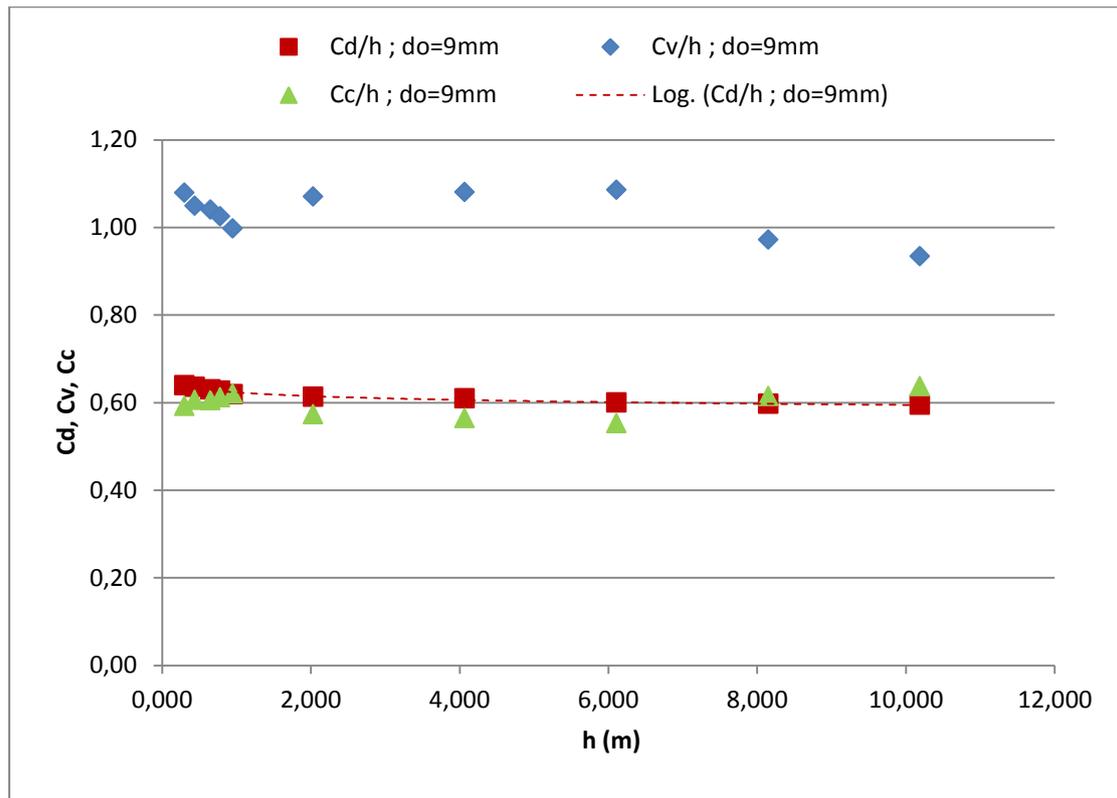


Figure 5-4: Variation de C_d , C_v et C_c avec h pour un diamètre $d_o=9\text{mm}$ (Orifice fin de conduite).

5.3.3.2. IMPACT DU CHANGEMENT DE DIRECTION SUR LES COEFFICIENTS DE CALIBRATION

Dans la figure 5.5, nous avons tracé la variation du coefficient de débit C_d avec la charge h pour les orifices de fin de conduite et les orifices normaux à l'écoulement principal. Ceci a été effectué pour les deux diamètres extrêmes étudiés. Contrairement à ce que nous nous attendions, on observe que les C_d pour les orifices normaux à l'écoulement principal sont plus grands que ceux des orifices de fin de conduite. Bien sûr, nous imputons ce phénomène à l'adhérence de la veine liquide aux parois des orifices. Ceci est confirmé par les graphes des figures 5.6 et 5.7 où a tracé la variation de C_v et la variation de C_c avec la charge h . En effet, Nous constatons que le C_c augmente pour les piquages normaux et que le C_v diminue. Ceci confirme que les frottements dû au changement de la direction sont négligeable par rapport à l'amélioration de section contractée due à une adhérence partielle de la veine liquide. Ce phénomène résulte en un coefficient de débit plus grand.

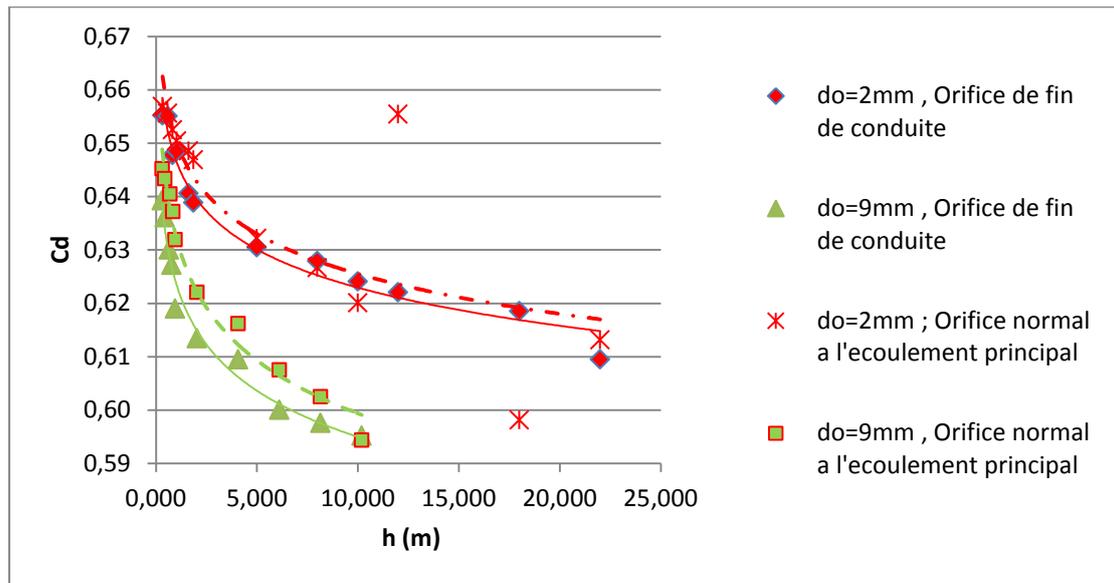


Figure 5-5: Impact de changement de direction sur le C_d

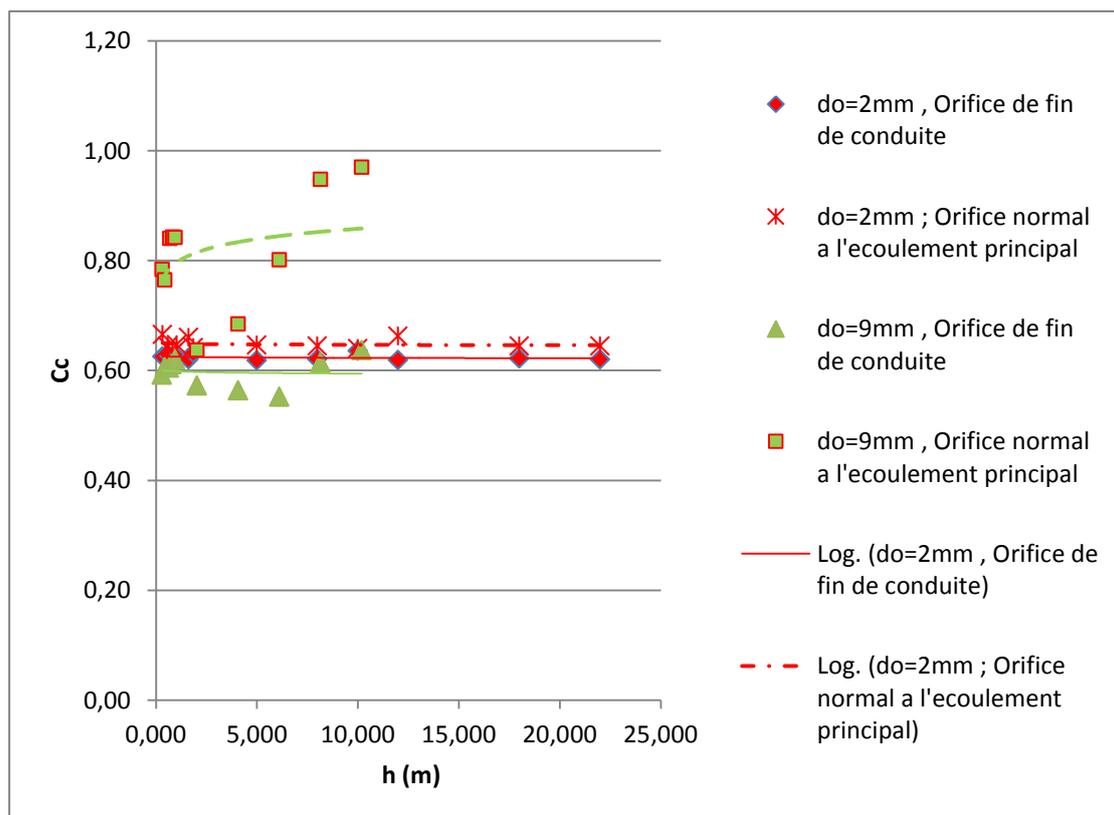


Figure 5-6: Impact de changement de direction sur le C_c

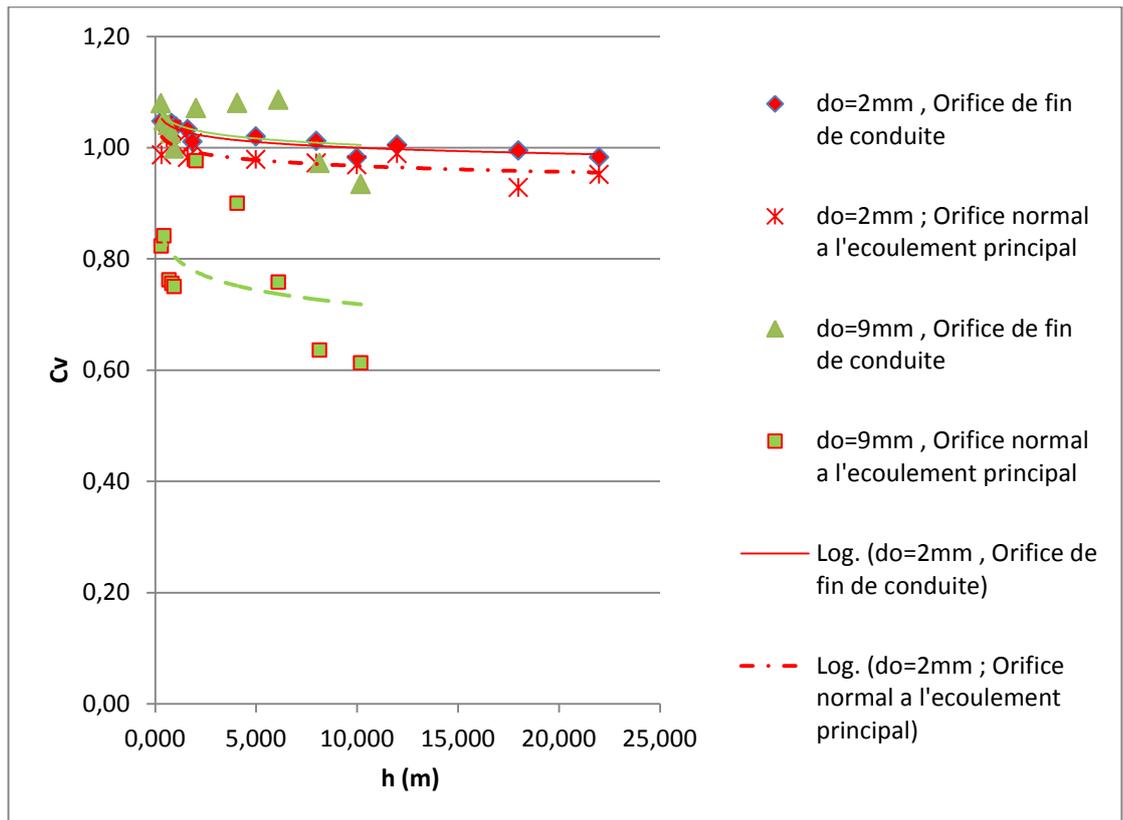


Figure 5-7: Impact de changement de direction sur le C_v

5.3.3.3. VARIATION DU COEFFICIENT DE DÉBIT AVEC LE NOMBRE DE REYNOLDS

Dans la figure 5.8 nous avons tracé la variation du coefficient de débit avec le nombre de Reynolds. On constate que le coefficient de débit diminue lorsque le nombre de Reynolds augmente. Par contre on constate que pour le même nombre de Reynolds, le coefficient de débit diminue lorsque le diamètre diminue.

Par ailleurs, on constate que la variation du débit avec le nombre de Reynolds a la même allure pour les orifices en fin de conduite que pour les orifices normaux à la direction de l'écoulement principal. Aussi, il est à faire remarquer que pour un même Re , le C_d des orifices de fin de conduite sont plus petits que ceux des orifices percés dans la direction perpendiculaire à la direction de l'écoulement principale.

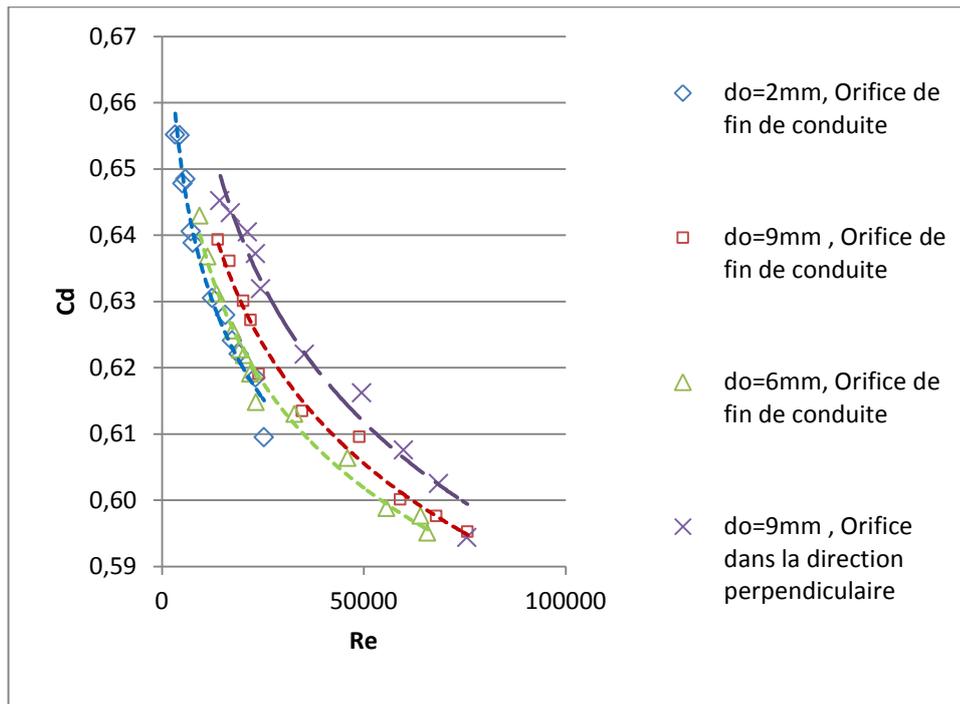


Figure 5-8: Variation de C_d avec Re

5.3.3.4. VARIATION DU DIAMETRE AVEC LE DEBIT ET PRESSION

Dans la figure 5.9, nous avons tracé la variation du diamètre de l'orifice avec la variable $\sqrt{Q_{exp}/h^{0.25}}$. Nous constatons que cette relation est linéaire pour les différents pour différentes charges. Cependant, le coefficient de proportionnalité varie négligemment avec la charge. Il est égal à 0.6697 pour une charge de 0.31m et à 0.6921 pour une charge de 12.15m soit une erreur relative de 3.3%. Etant donné cette faible erreur, nous avons évalué un coefficient de proportionnalité moyen pour toutes les charges. Cette relation est représentée dans la figure 5.10 où l'erreur maximale ne dépasse pas 2.3%. La relation finale retenue est donnée par l'équation 5.1 suivante.

$$d_o = 0,6853 \frac{\sqrt{Q_{exp}}}{h^{1/4}} \quad (5.1)$$

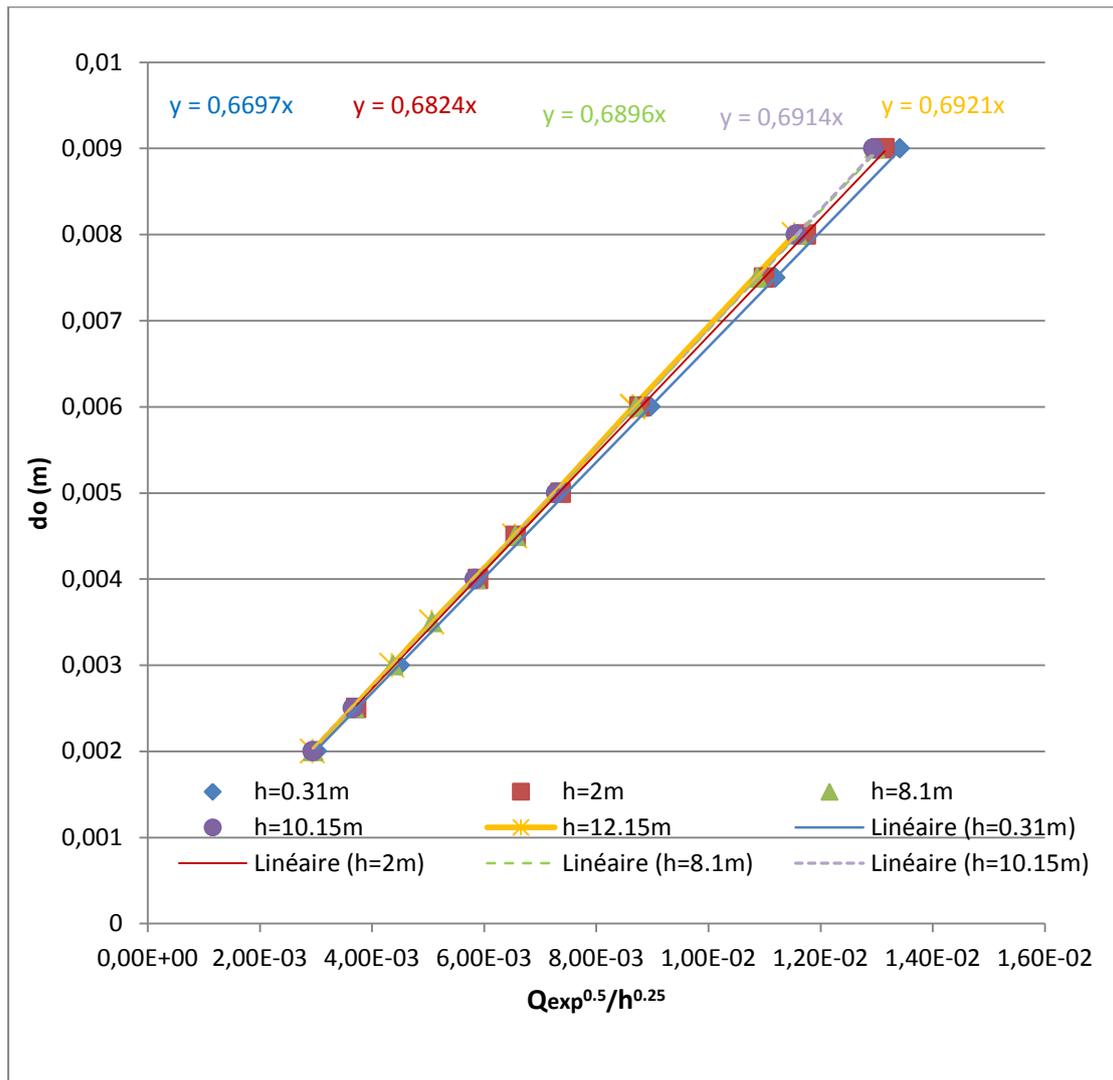


Figure 5-9: Variation du diamètre de l'orifice avec le débit et la charge (Orifices de fin de conduite)

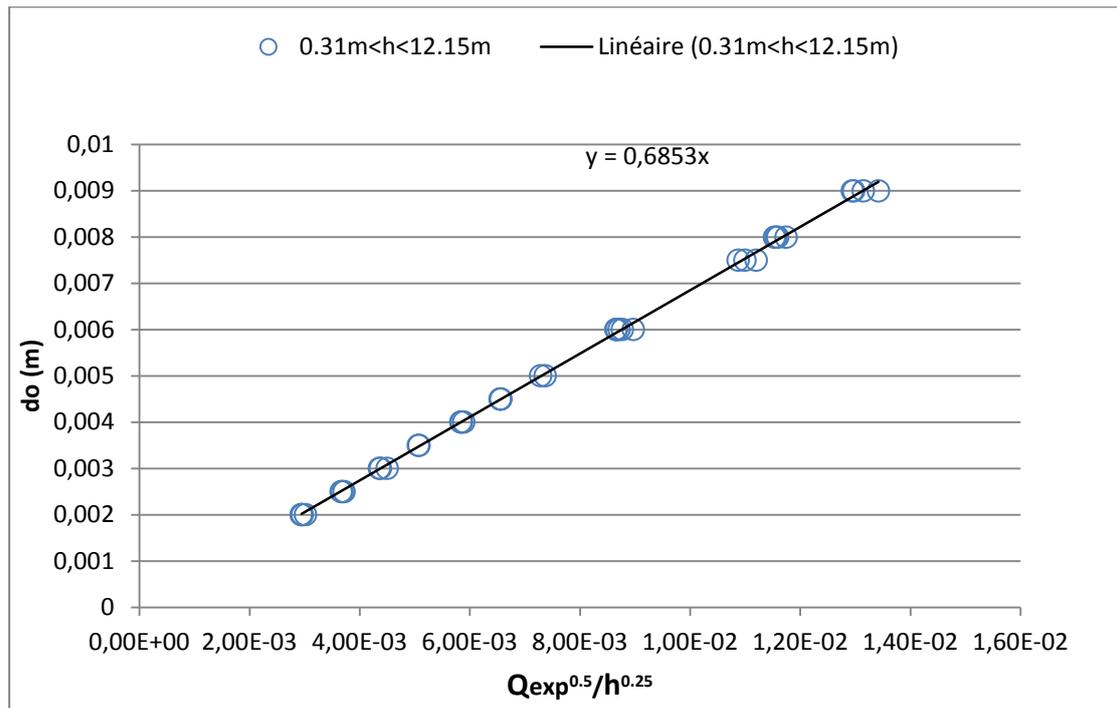


Figure 5-10 : Corrélation de la variation du diamètre de l'orifice avec le débit et la charge (Orifices de fin de conduite)

De la même manière, on a tracé dans la figure 5.11 la relation entre do et $\sqrt{Q_{exp}}/h^{1/4}$ pour les orifices percés dans la direction normale à l'écoulement principale. Cette relation est donnée par l'équation 5.2 suivante :

$$do = 0,6845 \frac{\sqrt{Q_{exp}}}{h^{1/4}} \quad (5.2)$$

Les relations (5.1) et (5.2) sont presque identiques. Pour une même pression en amont de l'orifice et un même débit le diamètre de l'orifice de fin de conduite n'est que négligemment supérieur à celui des orifices dans le sens perpendiculaire.

Les équations (5.1) et (5.2), objet principal de cette étude sont utilisées dans le chapitre suivant pour le dimensionnement d'un réseau de distribution avec service en route régularisé par des orifices.

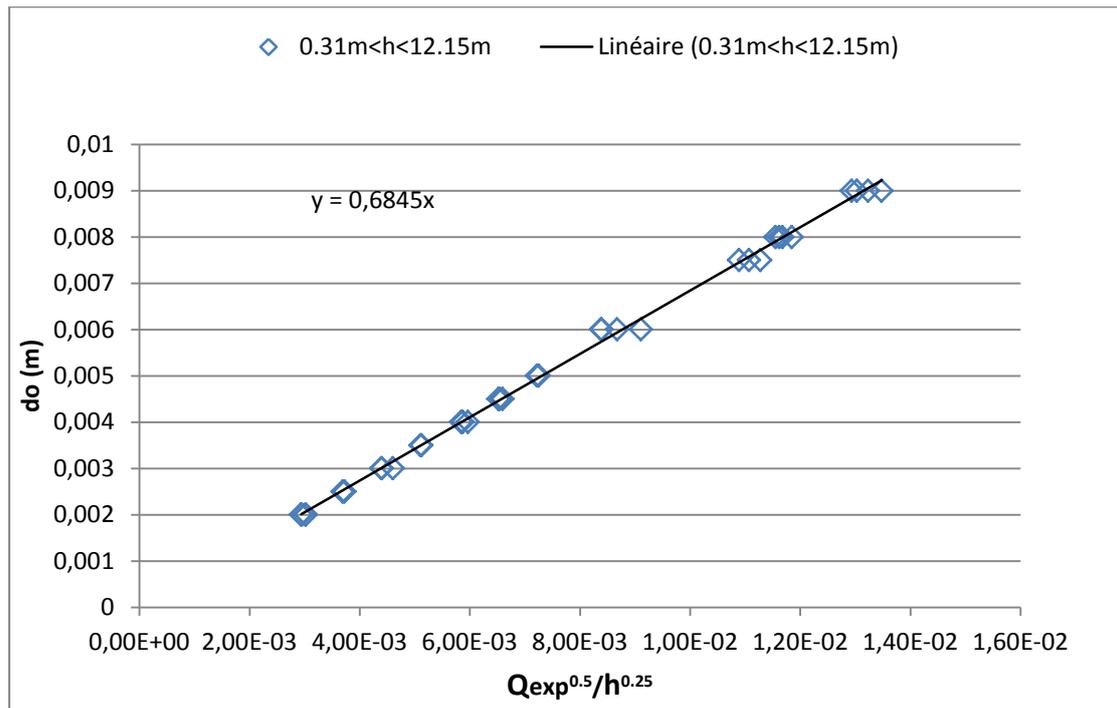


Figure 5-11: Corrélation de la variation du diamètre de l'orifice avec le débit et la charge (Orifices normaux à l'écoulement principal)

DIMENSIONNEMENT D'UN RESEAU DE DISTRIBUTION REGULARISE PAR ORIFICES.

Les équations développées en chapitre 5, vont nous permettre de dimensionner et régulariser une distribution en route qui peut par exemple servir pour une irrigation contrôlée. Le problème à étudier est représenté dans la figure 6.1 suivante. Ce problème consiste à trouver les diamètres adéquats des orifices de distribution et de l'orifice de fin de canalisations pour assurer une distribution imposée à pression atmosphérique.

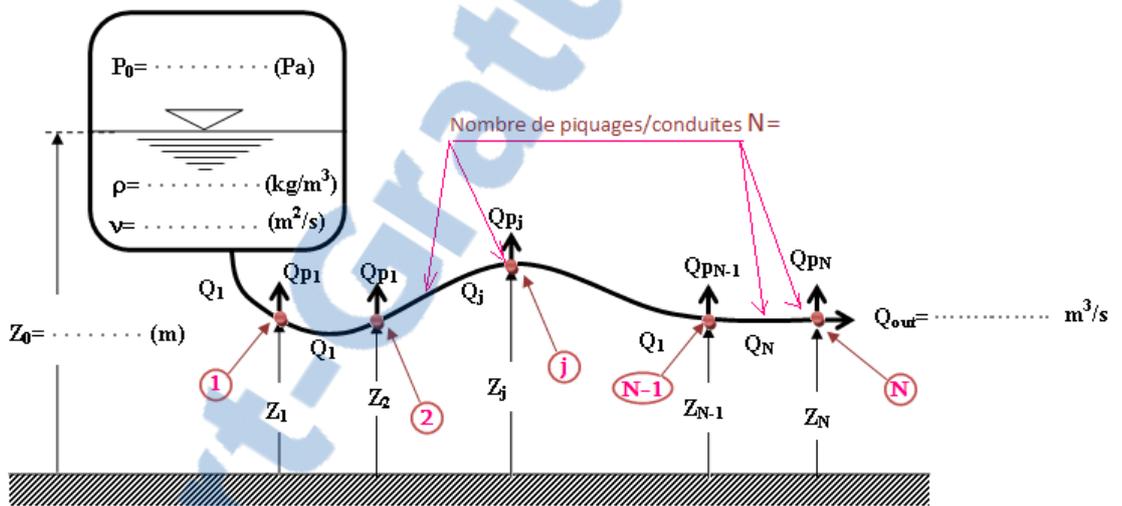


Figure 6-1: Réseau de distribution avec service en route.

6.1. ALGORITHME DE CALCUL

Le problème à résoudre consiste à trouver les diamètres adéquats des orifices de régularisation au niveau des nœuds 1, 2, ...N, illustrés en figure 6.1, pour assurer des débits Q_{p1} , Q_{p2} , ..., Q_{pN} imposés. La méthodologie de calcul consiste à estimer le débit Q dans chaque tronçon de la canalisation. Ceci est réalisé en utilisant le principe de continuité de la masse étant donné les valeurs des débits de piquage et la valeur du débit de fin de canalisation. Une fois les débits dans chaque tronçon évalués, les pressions au niveau de chaque nœud sont estimées en utilisant l'équation (1.27). Les pertes dans la canalisation sont estimées en utilisant les équations (1.21), (1.21), (1.22), (1.29), (1.30), (1.31), (1.33) et (1.34). Les diamètres des orifices sont calculés en utilisant les équations (5.1) et (5.2).

Pour réaliser ces calculs, différentes procédures ont été développées sous un environnement Delphi 7. Un logiciel qu'on a appelé « *Estime_do_Orifice* » a été conçu. Une interface de calcul a été développée pour couvrir un nombre maximum de 100 piquages. La description de cette interface avec des exemples sont donnés dans la section suivante.

6.2. PRESENTATION DU LOGICIEL DE CALCUL

Le logiciel développé dans ce mémoire est simple à utiliser. Il a été conçu sous un environnement Delphi 7. Le logiciel peut résoudre les différents types de problèmes évoqués ci-haut. Le logiciel peut dimensionner un réseau de distribution composé d'un nombre maximal de 100 conduites. Chaque conduite peut avoir des caractéristiques différentes. Les différents piquages ainsi que le débit de fin de canalisation sont extraits à pression atmosphérique. Le réservoir de distribution en amont peut être à pression atmosphérique comme il peut être sous pression. Le logiciel n'a pas besoin d'être installé, il s'exécute d'une façon directe, il ne prend pas beaucoup de capacité mémoire et il est utilisable sur n'importe quelle génération d'ordinateurs équipés par une version Windows 98, NT, XP,....

6.2.1. PRESENTATION DE L'INTERFACE UTILISATEUR :

L'utilisation de ce logiciel est très simple, ce dernier est constitué d'une interface constituée d'un schéma décrivant le réseau, d'un tableau avec fond blanc qui sert à l'introduction des données et d'un tableau à fond vert qui sert pour écrire les résultats de calcul (voir figure 6.1). On introduit la valeur de la pression du réservoir, la valeur de la viscosité, la valeur de la masse volumique, la cote du niveau libre de l'eau dans le réservoir, le débit en fin de canalisation ainsi que le nombre de conduites directement sur le schéma. Les caractéristiques des conduites ainsi que les cotes des différents piquages sont introduites dans le tableau des données. On donne pour chaque tronçon, le diamètre, la longueur et la rugosité absolue en mètre, la valeur en m^3/s pour chaque piquage et la cote de chaque nœud de piquage en mètre. Une fois toutes ces données introduites, les différents calculs tels que décrits ci-haut sont effectués et les résultats sont donnés dans le tableau à fond vert en bas de l'interface.

En plus, pour faciliter la tâche aux utilisateurs, le logiciel est programmé avec un système d'aide facile qui accompagne la souris. Chaque fois que la souris est pointée sur un objet de l'interface, l'objectif de l'objet est donné directement.

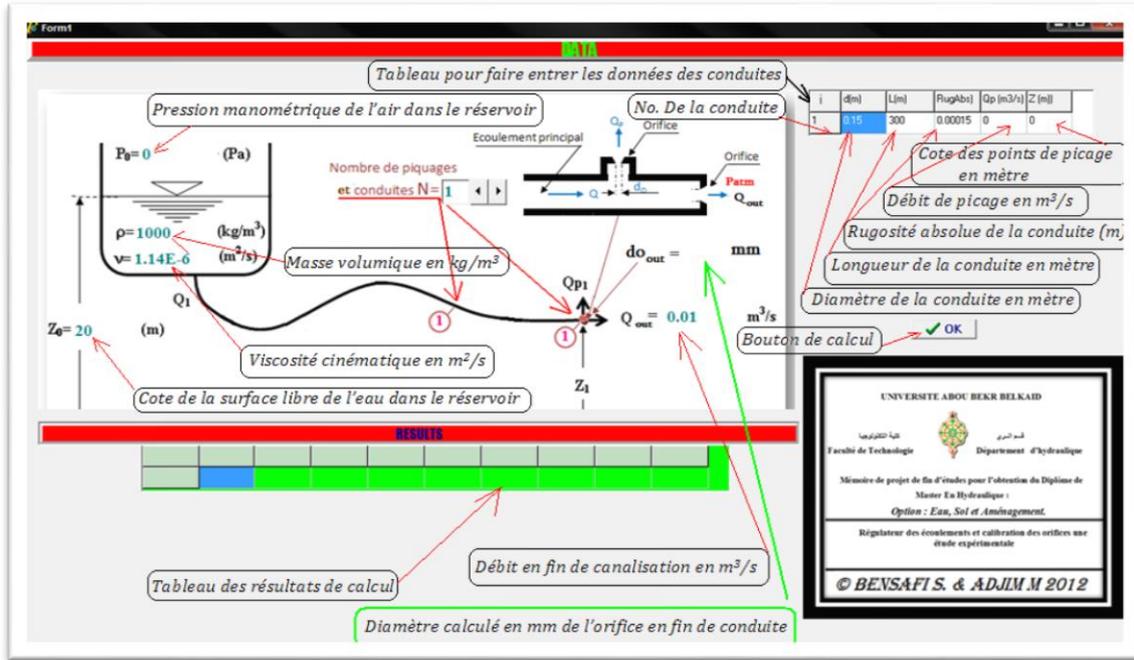
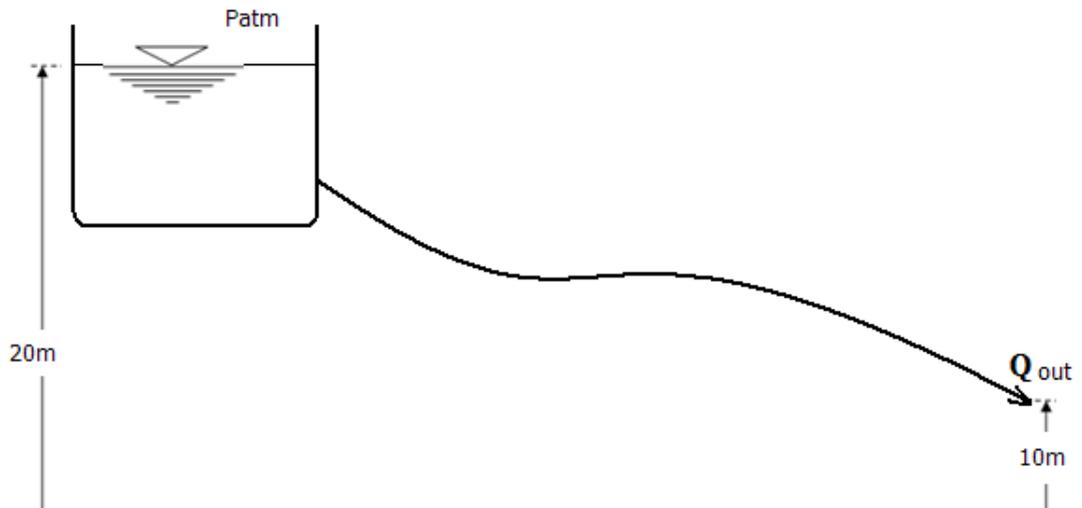


Figure 6-2: Interface de l'utilisateur du logiciel "Estime do Orifice"

6.2.2. EXEMPLE DE CALCUL

A) Exemple No.1

On alimente une agglomération, située à une cote de 10m, avec un débit de 10 l/s à travers une conduite de longueur $L=3$ km, de diamètre $d=15$ cm et de rugosité $\epsilon=0.15$ mm (figure 6.3). Si le réservoir d'alimentation est ouvert à l'atmosphère et contient de l'eau avec une viscosité $\nu=10^{-6}$ m²/s, une masse volumique $\rho=1000$ kg/m³. Le niveau d'eau dans le réservoir est à une cote de 20m. Trouvez le diamètre de l'orifice en fin de canalisation pour assurer ce débit à pression atmosphérique.



Une fois ces données introduites et que le bouton de calcul est pressé, les résultats sont donnés dans une interface telle qu'illustrée en figure 6.3 suivante où le diamètre de l'orifice estimé est égal à 5.39 cm. La hauteur de pression en amont de l'orifice est de 2.617m d'eau, la perte de charge totale dans la conduite est de 7.354m. La vitesse dans la conduite est égale à 0.57 m/s et le régime d'écoulement est turbulent. Ces données, entre autres, sont directement enregistrées dans le tableau en bas de l'interface.

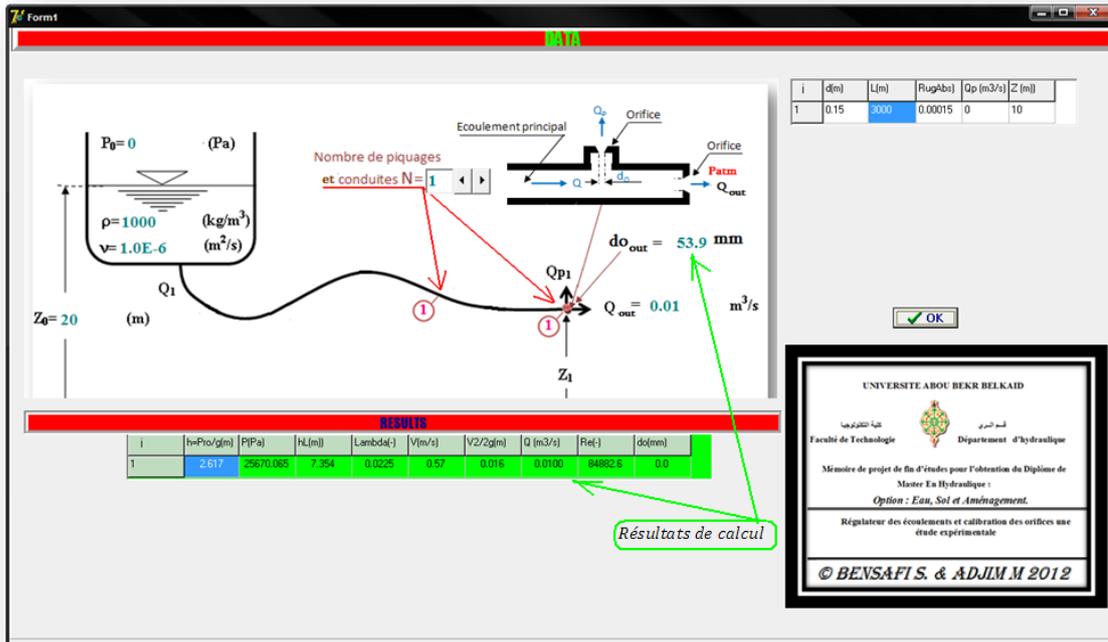


Figure 6-3: Résultats de calcul de l'exemple No.1.

B) Exemple No.2

On alimente une agglomération, située à une cote de 5m, avec un débit de 0.01m³/s à travers une canalisation de longueur L=3km. Cette canalisation est composée de deux conduites. La première conduite a un diamètre d=15cm, une rugosité ε=0.15mm et une longueur de 2km. La deuxième conduite a un diamètre d=10cm et une rugosité ε=0.15mm (figure 6.4). Au bout de la première conduite on alimente, à pression atmosphérique, une agglomération avec 0.005m³/s à une cote Z=12m.

Si le réservoir d'alimentation est ouvert à l'atmosphère et contient de l'eau avec une viscosité $\nu=1.14 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$, une masse volumique $\rho=1000\text{kg}/\text{m}^3$. Le niveau d'eau dans le réservoir est à une cote de 45m. Trouvez le diamètre de l'orifice en fin de canalisation pour assurer ce débit à pression atmosphérique et le diamètre de l'orifice de piquage.

Une fois ces données introduites et que le bouton de calcul est pressé, les résultats sont donnés dans une interface telle qu'illustrée en figure 6.4 suivante où le diamètre de l'orifice, de fin de canalisation, estimé est égal à 5.2 cm, le diamètre de

l'orifice de picage est égal à 2.08cm. Les hauteurs de pression en amont de l'orifice de picage et de l'orifice de fin de canalisation sont respectivement égale à 29.332m H₂O et 3.021m H₂O. La vitesse dans la conduite en amont est égale à 0.85 m/s et celle dans la conduite en aval est égale à 1.27m/s. Le régime d'écoulement est turbulent dans les deux conduites. Ces données, entre autres, sont directement enregistrées dans le tableau en bas de l'interface (voir figure 6.4).

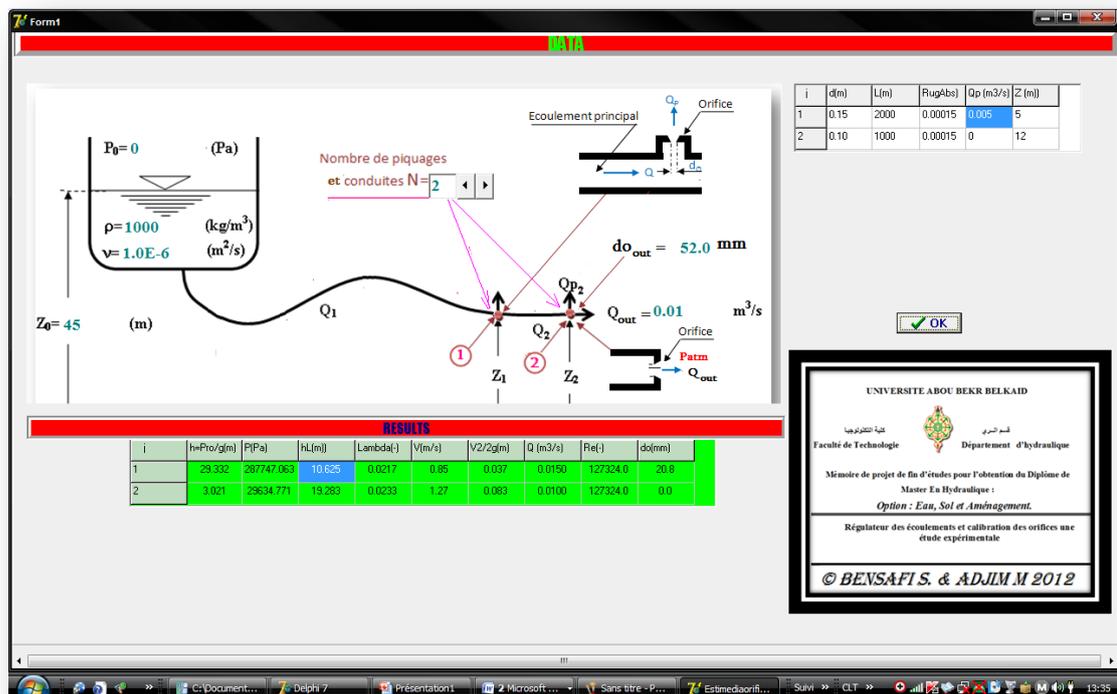


Figure 6-4: Résultats de calcul de l'exemple No.2.

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES :

En premier temps nous avons vérifié dans ce travail les potentialités réelles offertes par le canal disponible au sein du laboratoire d'hydraulique générale. En effet, on était en mesure de trouver des valeurs fiables des coefficients de débit pour les vannes de fond et les déversoirs en utilisant ce banc d'essai. Cependant, il est à noter des précautions draconiennes ont été prises pour arriver à nos résultats. Ainsi, nous pouvons conclure que ce canal, mis à la disposition des étudiants, ne peut servir que pour des fins didactiques. On peut, toutefois, effectuer quelques travaux recherches simples en prenant beaucoup de précautions préalables relatives à minimisation des erreurs de mesure.

En un deuxième temps, nous avons réalisé notre propre banc d'essai pour calibrer des orifices circulaires exercés dans plaques relativement minces. Ainsi, une gamme plus grande de résultats expérimentaux, concernant la variation des coefficients de débit avec le diamètre de l'orifice et la charge en amont, a été développée dans ce travail. Celle-ci contribuera, sans doute, pour le dimensionnement de réseaux contrôlés par des orifices et particulièrement aux réseaux d'irrigation.

Nos résultats expérimentaux ont été validés favorablement pour quelques valeurs qui existent dans la littérature.

En générale, il a été constaté que le coefficient de débit diminue avec l'augmentation de la charge en aval de l'orifice aussi bien qu'avec l'augmentation du nombre de Reynolds. Aussi, il a été vérifié que le Cd augmente avec la diminution du diamètre de l'orifice.

Le changement de direction de la veine liquide n'a que peu d'influence sur le coefficient de débit. Ceci a été constaté pour toutes les charges et diamètres testés dans le cadre de la partie expérimentale de ce travail.

Nous pensons que les résultats obtenus pour les diamètres en dessous de 3mm, pour les petites charges, sont entachés d'erreurs dues à l'épaisseur des parois qui ont été supérieures à la moitié du diamètre de l'orifice. En effet, les valeurs trouvées dans ce travail étaient de l'ordre de 0.66 en comparaison à la valeur moyenne

donnée dans la littérature qui est de l'ordre de 0.63. Nous recommandons à ce que ces diamètres soient vérifiés sur des parois plus minces pour conforter le reste des résultats obtenus dans ce travail. Par ailleurs, nous pensons que ces erreurs sont aussi dues à la génératrice de la trajectoire du jet qui n'était pas assez tranchante afin d'éviter l'adhérence accidentelle de la veine liquide.

Aussi, nous avons développé deux relations pour l'estimation du diamètre des orifices de piquage. La première relation permet d'estimer le diamètre des orifices percés dans le même sens que l'écoulement principal. La deuxième permet d'estimer le diamètre des orifices percés dans le plan perpendiculaire à la direction de l'écoulement principal. Notre travail a été achevé par la conception d'un logiciel de dimensionnement de réseaux de distribution assurant un service en route contrôlé par des orifices. Le dimensionnement est basé sur les résultats expérimentaux trouvés dans le cadre de ce travail.

Les principaux paramètres ayant entachés d'erreurs les résultats obtenus dans ce travail étaient dus au banc d'essai qui a été réalisé avec nos propres moyens en utilisant un matériel très rudimentaire loin de faire l'objet d'un véritable banc de recherche, malgré que les résultats obtenus étaient partiellement très satisfaisants. Ces paramètres sont les suivants :

1) l'utilisation d'une charge hydraulique non stable due à l'utilisation de pompes au lieu de réservoirs avec régulation de débit par un trop plein.

2) la réalisation des orifices sur des bouchons ne permettant pas la confection de chanfreins afin d'éviter le phénomène d'adhérence de la veine liquide à la paroi du déversoir.

3) l'utilisation d'un manomètre peu précis ne convenant pas à la gamme des charges testées.

Nous espérons que dans l'avenir d'autres travaux puissent être effectués pour développer des données expérimentales pour différents conduites principales tout en étudiant en même temps l'effet du rapport du diamètre de la conduite sur le diamètre de l'orifice, la rugosité et l'effet de l'angle de l'écoulement principal sur l'axe de l'orifice aussi bien que sa dissymétrie du perçage.

Enfin, nous recommandons à ce que la poursuite de ce travail puisse être réalisée avec des orifices exercés sur des plaques de plexi-glace ayant des chanfreins appropriés et assez tranchants afin de permettre l'obtention de jets avec des trajectoires très stables.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

- [1] CARLIER.M., 1998, « hydraulique générale et appliquée ».Ed. Eyrolles, EDF. Paris.
- [2] <<http://sb.epfl.ch/files/content/users/123314/files/MHd.pdf>>« Hydrodynamique »
- [3] GUYON.E-HULIN J. P-PETIT L., 2001, « hydrodynamique physique ».Ed. EDP sciences.
- [4] LENCASTRE.A.2002 : « hydraulique générale » Ed. Revue et augmentée. Paris.
- [5] ADJIM.M ,2008-2009, Exemples du cours d'UE631-hydraulique générale, Dept. Hydraulique, Faculté de technologie, Université de Tlemcen, Tlemcen, Algérie.
- [6] DAMOUM.M.1994 : « mécanique des fluides », Ed.OPU.Alger.
- [7] BONNIN.J, 1986, « hydraulique urbain ».Eyrolles. Paris.
- [8] CAPOT.M, 1977, « les principes des mesures pression, débits, niveaux, températures ». Ed. TECHNIP et institut français du pétrole.
- [9] SAAD Bennis, 2007 « hydraulique et hydrologie», 2^{ème} édition, université du Québec école de technologie supérieur
- [10] DUPONT J.M., 1996, « Modélisation et étude bibliographique des déversoirs d'orage », 3ème année de l'Ecole Polytechnique de Paris.
- [11]: ADJIM.M., 1990, Cours d'hydraulique générale pour les ingénieurs en hydraulique option hydraulique urbaine, dept. hydraulique, faculté de technologie, Université de Tlemcen.
- [12] BONVIN J., 2005 : « Hydraulique urbaine I Captages – Réseaux d'adduction – Réservoirs - Réseaux de distribution – Equipements - Pompes – Petites centrales hydrauliques », école d'ingénieur du Canton de vaud,
- <http://depg.heig-vd.ch/pdf/Cours%20hydraulique%20I-v2005.21.pdf>
- [13] LABORDE J.P., 2007, « Eléments d'hydraulique générale », Université de Nice - Sophia Antipolis.

- [14] : OURAHOU M., 2004 : « Dimensionnement des ouvrages du réseau d'irrigation », [en ligne], <http://fr.slideshare.net/guest4a5dea/dimensionnement-ouvrages-du-reseau>.
- [15] <http://www.cetmef.developpementdurable.gouv.fr/IMG/pdf/GF_0601_cle52db85.pdf> Février 2005, « Notice sur les déversoirs – Synthèse des lois d'écoulement au droit des Seuils et déversoirs », Centre d'Etudes Techniques Maritimes Et Fluviales (CETMEF,
- [16] ACHOUR B., T. BOUZIANE T., NEBBAR K., 2003, «Débitmètre triangulaire à paroi épaisse dans un canal rectangulaire (Première partie) », Université de Biskra, B.P. 145, R.P, 07000 – Algérie, Laboratoire de Recherche en Hydraulique Souterraine et de Surface, <<http://larhyss.net/pdf/journal/2/1-Achour.pdf>>.
- [17] RAMZI YRED, M.Ing.Montréal 9 mai 2003, « validation expérimentale des formules des déversoirs latéraux », mémoire présenté a l'école technologie supérieure
- [18] <http://engees.unistra.fr/site/fileadmin/user_upload/pdf/shu/Guide_technique.pdf> juillet 2006, « Fiches techniques du guide technique sur le fonctionnement des déversoirs d'orage », Ecole Nationale du Génie de l'Eau et de l'Environnement de Strasbourg,

ANNEXE A

Tableau A-1: Coefficient de rugosité C de Hazen-Williams [1].

Coefficient de rugosité C de Hazen-Williams	
Type de conduite	C (unité S.I)
Conduite extrêmement lisse	140
Amiante-ciment	
Conduite lisses	130
Fonte neuve	
Béton	
Acier soudé neuf	120
Acier riveté neuf	110
Fonte usée	
Fonte après plusieurs années d'utilisation	100
Acier riveté après plusieurs années d'utilisation	95
Conduite anciennes dans des mauvaises conditions	60-80

Tableau A-2: Valeur de coefficient de débit d'après Rehbock [4,15].

p (en m) \ h_1 (en m)	0,1	0,2	0,3	0,4	0,6	0,8	1,0	2,0	3,0
0,02	0,451	0,448	0,446	0,445	0,444	0,444	0,443	0,443	0,443
0,04	0,443	0,432	0,428	0,427	0,425	0,424	0,423	0,422	0,422
0,06	0,447	0,430	0,426	0,423	0,420	0,419	0,418	0,417	0,416
0,08	0,455	0,433	0,426	0,423	0,422	0,417	0,416	0,414	0,413
0,10	0,464	0,437	0,428	0,424	0,419	0,417	0,416	0,413	0,412
0,12	0,472	0,441	0,430	0,425	0,419	0,417	0,415	0,412	0,411
0,14	0,483	0,445	0,433	0,427	0,420	0,417	0,416	0,413	0,411
0,16	0,493	0,450	0,436	0,429	0,422	0,418	0,416	0,412	0,410
0,18	0,504	0,456	0,440	0,431	0,423	0,419	0,417	0,412	0,410
0,20	0,513	0,460	0,442	0,433	0,425	0,420	0,416	0,412	0,410
0,22		0,466	0,447	0,436	0,426	0,421	0,417	0,412	0,410
0,24		0,470	0,449	0,439	0,427	0,422	0,419	0,413	0,410
0,26		0,475	0,452	0,439	0,429	0,423	0,420	0,413	0,410
0,28		0,481	0,456	0,443	0,431	0,425	0,421	0,414	0,411
0,30		0,486	0,459	0,446	0,432	0,426	0,422	0,414	0,411
0,32			0,462	0,448	0,434	0,427	0,422	0,414	0,411
0,34			0,466	0,451	0,435	0,428	0,423	0,414	0,411
0,36			0,467	0,453	0,437	0,429	0,424	0,415	0,412
0,38			0,473	0,456	0,439	0,430	0,425	0,415	0,412
0,40			0,476	0,458	0,441	0,432	0,426	0,416	0,412
0,45				0,464	0,445	0,435	0,429	0,417	0,413
0,50				0,471	0,449	0,438	0,431	0,418	0,414
0,55					0,454	0,442	0,434	0,419	0,414
0,60					0,458	0,444	0,436	0,420	0,415
0,65					0,462	0,447	0,439	0,421	0,415
0,70					0,466	0,451	0,442	0,423	0,417
0,75						0,454	0,444	0,424	0,417
0,80						0,457	0,448	0,425	0,418

ANNEXE B

Tableau B-1: Résultats expérimentaux pour les orifices exercés dans une paroi de 2.5mm.

	$h(m)$	Orifices de fin de conduite				Orifices normaux à l'écoulement			
		$V(m^3)$	$t(s)$	$x(m)$	$y(m)$	$V(m^3)$	$t(s)$	$x(m)$	$y(m)$
do=2mm	0.325	0.0004	77	0.485	0.165	0.0005	96	0.45	0.16
	0.592	0.0004	57.06	0.65	0.165	0.0005	72	0.62	0.16
	0.824	0.0004	48.91	0.77	0.165	0.0005	60.66	0.75	0.16
	1.04	0.0004	43.49	0.86	0.165	0.0005	54.2	0.82	0.16
	1.626	0.0004	35.21	1.07	0.165	0.0005	43.55	1	0.16
	1.86	0.0004	33.01	1.12	0.165	0.0005	40.75	1.1	0.16
	5	0.0004	20.4	1.88	0.17	0.0006	30.52	1.75	0.16
	8	0.0006	24.29	2.36	0.17	0.0006	24.34	2.2	0.16
	10	0.0006	21.86	2.56	0.17	0.0006	22	2.45	0.16
	12	0.0006	20.02	2.87	0.17	0.0006	19	2.74	0.16
	18	0.0006	16.44	3.48	0.17	0.0006	17	3.15	0.16
	22	0.0006	15.09	3.8	0.17	0.0006	15	3.57	0.16
do=2.5mm	0.24	0.0005	72	0.44	0.17	0.0005	72	0.42	0.165
	0.53	0.0005	48.67	0.625	0.17	0.0005	48.6	0.59	0.165
	0.725	0.0005	41.85	0.74	0.17	0.0005	41.75	0.7	0.165
	1	0.0005	35.74	0.83	0.17	0.0005	35.27	0.79	0.165
	1.28	0.0005	31.65	0.965	0.17	0.0005	31.54	0.9	0.165
	1.55	0.0005	28.79	1.12	0.17	0.0005	28.78	0.99	0.165
	2.039	0.0005	25.32	1.21	0.17	0.0005	25.22	1.13	0.165
	6.11	0.0005	14.79	2.03	0.17	0.0005	14.68	1.94	0.165
	8.15	0.0005	12.92	2.33	0.17	0.0005	12.78	2.22	0.165
	10.19	0.0005	11.67	2.55	0.17	0.0005	11.48	2.44	0.165
	18.35	0.0005	8.78	3.45	0.17	0.0005	8.69	3.3	0.165
do=3mm	0.15	0.0006	76.21	0.34	0.18	0.0005	57	0.36	0.17
	0.32	0.0005	43.67	0.5	0.18	0.0005	42.05	0.49	0.17
	0.48	0.0005	35.78	0.61	0.18	0.0005	28.48	0.71	0.17
	0.74	0.0005	29	0.75	0.18	0.0005	24.7	0.84	0.17
	1	0.0005	25.22	0.88	0.18	0.0005	23.5	0.9	0.17
	1.65	0.0005	19.79	1.11	0.18	0.0005	19.36	1.08	0.17
	4	0.0005	13	1.72	0.19	0.0005	12.8	1.6	0.17
	8	0.0005	9.22	2.45	0.19	0.0005	9.1	2.3	0.17
	12	0.0005	7.6	3	0.19	0.0005	7.47	2.68	0.17
	16	0.0005	6.62	3.41	0.19	0.0005	6.52	3.2	0.17
	18	0.0005	6.265	3.6	0.19	0.0005	6.21	3.35	0.17
	20	0.0005	5.96	3.89	0.19	0.0005	5.98	3.45	0.17
do=3.5mm	0.15	0.0005	46.83	0.35	0.185	0.0006	50.49	0.35	0.169
	0.36	0.0005	30.33	0.54	0.185	0.0005	31.16	0.49	0.169

	1.02	0.0005	18.65	0.87	0.185	0.0006	19.3	0.93	0.169
	1.24	0.0005	17.09	0.96	0.185	0.0006	18.73	0.98	0.169
	1.6	0.0005	15.09	1.1	0.193	0.0006	17.3	1.06	0.169
	2	0.0005	13.62	1.23	0.193	0.0006	15.94	1.14	0.172
	6	0.0005	7.9	1.5	0.193	0.0006	9.27	2.04	0.172
	8	0.0005	6.86	2.49	0.193	0.0006	8.08	2.3	0.172
	12	0.0005	5.62	3.11	0.193	0.0006	6.64	2.89	0.172
	16	0.0005	4.88	3.48	0.193	0.0006	5.8	3.2	0.172
	20	0.0005	4.39	3.96	0.193	0.0006	5.28	3.56	0.172
do=4mm	0.2	0.0006	37.11	0.42	0.19	0.0005	30.11	0.38	0.175
	0.52	0.0005	19.22	0.68	0.19	0.0005	18.77	0.63	0.175
	0.79	0.0006	18.9	0.82	0.19	0.0005	15.4	0.75	0.175
	1.22	0.0006	15.31	1	0.19	0.0005	12.5	0.95	0.175
	1.5	0.0006	13.87	1.1	0.19	0.0005	11.3	1.02	0.175
	1.8	0.0006	12.78	1.23	0.197	0.0005	10.39	1.15	0.175
	2.039	0.0006	12.1	1.32	0.197	0.0006	11.81	1.21	0.176
	6.11	0.0006	7.03	2.21	0.197	0.0006	6.9	2	0.176
	8.15	0.0006	6.14	2.44	0.197	0.0006	6.1	2.35	0.176
	10.19	0.0006	5.52	2.8	0.197	0.0006	5.5	2.56	0.176
do=4.5mm	0.16	0.0006	32.78	0.38	0.195	0.0005	26.48	0.36	0.18
	0.35	0.0006	22.48	0.54	0.195	0.0005	18.51	0.52	0.18
	1.275	0.0006	11.9	1.03	0.195	0.0005	9.88	0.95	0.18
	1.5	0.0006	11.05	1.1	0.195	0.0005	9.18	1.04	0.18
	1.77	0.0006	10.3	1.19	0.195	0.0005	8.59	1.13	0.18
	2.039	0.0006	9.75	1.28	0.2	0.0005	8.05	1.2	0.182
	4.07	0.0006	7.09	1.78	0.2	0.0005	5.75	1.63	0.182
	8.15	0.0006	4.88	2.52	0.2	0.0005	4.09	2.36	0.182
	12.23	0.0006	4	3.15	0.2	0.0005	3.36	2.86	0.182
	16.31	0.0006	3.66	3.48	0.2	0.0005	2.93	3.3	0.182
	18.35	0.0006	3.31	3.84	0.2	0.0005	2.77	3.45	0.182
	20.39	0.0006	3.15	4.09	0.2	0.0005	2.64	3.66	0.182
do=5mm	0.28	0.0006	20.17	0.5	0.198	0.0005	16.86	0.47	0.185
	0.51	0.0006	14.97	0.69	0.198	0.0005	12.79	0.61	0.185
	0.78	0.0005	10.12	0.84	0.198	0.0005	10.76	0.73	0.185
	0.945	0.0005	9.24	0.89	0.198	0.0005	9.43	0.82	0.185
	1.115	0.0005	8.54	1	0.198	0.0005	8.01	0.98	0.185
	1.41	0.0005	7.68	1.11	0.198	0.0005	7.4	1.06	0.185
	1.75	0.0005	6.92	1.18	0.198	0.0005	6.63	1.21	0.19
	2.039	0.0005	6.45	1.36	0.23	0.0005	4.71	1.69	0.19
	4.07	0.0005	4.61	1.95	0.23	0.0005	3.35	2.35	0.19
	10.19	0.0005	2.95	3.06	0.23	0.0005	2.74	2.88	0.19
	16.31	0.0005	2.38	3.89	0.23	0.0005	2.38	3.31	0.19
	20.39	0.0005	2.14	4.35	0.23	0.0005	2.14	3.66	0.19

do=6mm	0.305	0.0005	11.25	0.53	0.2	0.0005	11	0.52	0.195
	0.455	0.0005	9.3	0.65	0.2	0.0005	8.71	0.65	0.195
	0.66	0.0005	7.79	0.75	0.2	0.0005	7.13	0.79	0.195
	1.1175	0.0005	6.04	0.98	0.2	0.0005	6.2	0.91	0.195
	1.37	0.0005	5.48	1.09	0.2	0.0005	5.46	1.08	0.195
	1.52	0.0005	5.21	1.15	0.2	0.0005	5	1.17	0.195
	1.77	0.0005	4.85	1.23	0.2	0.0005	4.72	1.19	0.195
	2.039	0.0005	4.55	1.41	0.25	0.0005	4.65	1.31	0.22
	4.07	0.0005	3.23	2	0.25	0.002	11.04	2.22	0.22
	8.15	0.002	9.23	2.87	0.25	0.002	9.34	2.58	0.22
	12.23	0.002	7.63	3.39	0.25	0.002	7.52	3.22	0.22
	16.31	0.002	6.62	3.81	0.25	0.002	6.59	3.62	0.22
	17.33	0.002	6.45	3.9	0.25				
do=7.5mm	0.31	0.0005	7.16	0.6	0.25	0.0005	5.86	0.67	0.24
	0.66	0.0005	4.91	0.84	0.25	0.0005	4.7	0.87	0.24
	0.93	0.002	16.63	0.99	0.25	0.0005	4.08	0.98	0.24
	1.07	0.002	15.63	1.09	0.25	0.0005	3.82	1.09	0.24
	1.2	0.002	15.01	1.15	0.25	0.002	14	1.21	0.24
	2.03	0.002	11.61	1.4	0.25	0.002	13.5	1.25	0.24
	4.07	0.0016	6.61	2.02	0.25	0.0018	10.42	1.43	0.242
	6.11	0.0016	5.44	2.39	0.25	0.0016	6.64	1.94	0.242
	8.15	0.0016	4.74	2.84	0.25	0.0016	5.46	2.45	0.242
	12.23	0.0016	3.9	3.51	0.25	0.0016	4.25	3.18	0.242
	14.27	0.0016	3.63	3.65	0.25	0.0016	3.78	3.57	0.242
do=8mm	0.47	0.0005	5.15	0.75	0.27	0.0005	5.17	0.72	0.265
	0.73	0.002	16.58	0.91	0.27	0.002	17.3	0.86	0.265
	0.99	0.002	14.28	1.1	0.27	0.002	14.83	1.03	0.265
	1.3	0.002	12.59	1.23	0.27	0.002	12.32	1.23	0.265
	2.03	0.0018	9.16	1.5	0.27	0.0006	3	1.25	0.19
	4.07	0.0016	5.83	1.86	0.2	0.0016	5.66	1.81	0.19
	6.11	0.0016	4.8	2.25	0.2	0.0016	4.68	2.2	0.19
	8.15	0.0016	4.17	2.5	0.2	0.0016	4.11	2.45	0.19
	10.19	0.0016	3.75	2.7	0.2	0.0016	3.71	2.65	0.19
	12.23	0.0016	3.44	2.86	0.2	0.0016	3.43	2.8	0.19
do=9mm	0.3	0.002	20.28	0.62	0.275	0.002	19.61	0.48	0.27
	0.44	0.002	16.83	0.73	0.275	0.002	16.64	0.58	0.27
	0.65	0.002	13.98	0.88	0.275	0.002	13.3	0.66	0.27
	0.78	0.002	12.82	0.95	0.275	0.002	12.16	0.72	0.27
	0.95	0.002	11.77	1.02	0.275	0.002	11.53	0.76	0.27
	2.03	0.0016	6.5	1.33	0.19	0.0016	6.41	1.18	0.18
	4.07	0.0016	4.62	1.9	0.19	0.0016	4.57	1.54	0.18
	6.11	0.0016	3.83	2.34	0.19	0.0014	3.31	1.59	0.18
	8.15	0.0016	3.33	2.42	0.19	0.0014	2.89	1.54	0.18

	10.19	0.0016	2.99	2.6	0.19	0.0014	2.62	1.66	0.18
--	-------	--------	------	-----	------	--------	------	------	------

Tableau B-2: Résultats expérimentaux pour les orifices exercés dans une paroi de 1.0mm

h(m)	Cd	Cv	Cc
------	----	----	----

0,41	0,6453268	1,0218923	0,63150176
0,625	0,6404607	1,0102438	0,63396647
0,98	0,6370932	1,0303409	0,61833241
1,2	0,6310981	1,010172	0,62474322
1,66	0,6243476	0,9970463	0,62619719
1,84	0,6227021	1,0498831	0,59311567
4	0,6193889	1,010363	0,61303607
6	0,6169085	0,9938779	0,62070861
12	0,6104517	1,025	0,59556264
18	0,5988226	0,9593835	0,62417436
20	0,5954456	0,9574875	0,62188338

h(m)	Cd	Cv	Cc
------	----	----	----

do=2mm

0,37	0,6494543	1,0397817	0,6246064
0,57	0,6434602	1,0260606	0,6271172
0,96	0,638098	1,010809	0,6312746
1,3	0,6321101	1,0148309	0,6228724
1,49	0,6292915	1,012187	0,6217147
1,62	0,6262631	1,0169504	0,6158246
4	0,6198161	0,9805807	0,6320909
6	0,6166493	0,9807849	0,6287304
12	0,6068818	1,0048959	0,6039251
16	0,6011594	0,9536147	0,6304008
20	0,5998892	0,9318741	0,6437449

0,33	0,6428739	1,0622498	0,60520032
0,625	0,6382135	1,0130781	0,6299746
1,05	0,6324815	1,0142278	0,62360892
1,32	0,6277593	0,9875604	0,6356668
1,56	0,624434	0,9923953	0,62921896
4,07	0,6114976	0,9688584	0,63115274
8,15	0,6068676	0,9618721	0,63092336
14,27	0,6018362	0,9666972	0,62256956
16,31	0,5984211	0,9986586	0,59922491
20,39	0,596629	0,9607413	0,62100901

do=2,5mm

0,33	0,6459846	1,0444659	0,6184832
0,575	0,6414691	0,9890707	0,6485574
1,03	0,6376944	0,975476	0,6537264
1,3	0,630593	0,9472227	0,6657284
1,63	0,6287831	0,9790756	0,6422212
4,07	0,623193	0,9429482	0,6608984
8,15	0,6152062	0,8896195	0,6915386
10,19	0,6108038	0,921547	0,6628027
16,31	0,6060605	0,9105161	0,6656231
20,39	0,6029836	0,8903455	0,6772468

0,3	0,6409747	1,0792815	0,59389019
0,51	0,6350539	1,0680917	0,59456871
0,73	0,6317645	1,0489869	0,60226152
1	0,6241204	1,0011357	0,62341237
1,265	0,6208791	1,0342326	0,60032832
1,5	0,6176875	1,0276186	0,60108631
1,62	0,6141436	1,0337731	0,59407968
2,03	0,6107008	1,0323491	0,59156427
8,15	0,6050452	0,9926642	0,60951645
12,23	0,6000516	0,98699	0,60796112
16,31	0,5979186	0,9712171	0,61563848
21,41	0,5957163	0,996031	0,59809016

do=3mm

0,28	0,6424384	0,9450929	0,6797621
0,5	0,6381127	0,9291228	0,6867905
0,78	0,6303462	0,9326427	0,675871
1,24	0,6276554	0,9510344	0,6599713
1,565	0,6245365	0,9327669	0,6695526
1,83	0,621626	0,9423259	0,659672
2,03	0,6184188	0,9497611	0,6511309
4,07	0,6139336	0,8651793	0,7096028
8,15	0,6076729	0,7900096	0,7691969
12,23	0,6027343	0,7823018	0,7704627
18,35	0,5996529	0,7828732	0,7659643
20,39	0,5976928	0,7709089	0,7753092

0,3	0,6389856	1,0540926	0,60619497
0,56	0,6350732	1,0415476	0,60973997
0,895	0,6282553	1,0374729	0,60556304
1,26	0,6247036	1,0029718	0,62285265
1,525	0,6212815	0,9895937	0,6278147
1,735	0,6180161	0,9716056	0,63607706
2,03	0,6130099	1,0333121	0,59324753
6,11	0,6088349	0,9926764	0,61332667
12,23	0,6004678	0,9630369	0,62351482
16,31	0,5980693	0,9840365	0,60777148
20,39	0,5948736	1,0079539	0,59017941

do=3,5mm

0,32	0,6402664	0,9866	0,6489625
0,645	0,6368721	0,9465321	0,6728478
0,995	0,6347365	0,9260785	0,6854025
1,3	0,6304591	0,8608285	0,7323864
1,5	0,6297301	0,8799551	0,7156389
1,745	0,6262311	0,9469646	0,6613036
2,03	0,623683	0,9725291	0,6413001
6,11	0,618348	0,8564267	0,7220092
12,23	0,612521	0,8227087	0,7445175
12,33	0,6078138	0,8769131	0,6931288
20,39	0,5976087	0,8204276	0,7284113

0,33	0,638569	1,0552897	0,60511248
0,555	0,6349372	1,0720616	0,59225815
0,875	0,6283757	1,028689	0,61085095
1,24	0,6355011	1,0023866	0,63398799
1,57	0,6291818	1,0060269	0,62541255
1,765	0,6252177	1,0140137	0,61657718
2,03	0,6118207	1,0130511	0,60393864
6,11	0,605981	1,0121406	0,59871225
8,15	0,6019361	0,9707375	0,6200812
14,27	0,6007914	0,9552288	0,62895024
18,35	0,5942508	0,9659142	0,61522112
21,1	0,5940172	1,005514	0,59075971

do=4mm

0,3	0,6394603	0,9838197	0,6499771
0,6	0,6378558	0,9813854	0,6499545
0,975	0,6307572	0,9550187	0,6604658
1,315	0,6274882	0,9314257	0,6736857
1,55	0,6244637	0,9352068	0,6677279
1,77	0,6191836	0,9257878	0,6688181
2,03	0,6166052	0,9049923	0,6813375
8,15	0,6136697	0,8797309	0,6975653
10,19	0,6093991	0,8741763	0,6971123
14,27	0,6053776	0,8711687	0,6949028
18,35	0,5976093	0,8760617	0,6821543
20,39	0,5941245	0,9056668	0,6560078

0,295	0,6359042	1,0708348	0,59383968
0,545	0,631579	1,0590568	0,59635986
0,84	0,6282112	1,0611192	0,59202701
1,25	0,6237073	1,0233634	0,60946807
1,52	0,6206633	1,0208356	0,60799534
1,71	0,6176701	0,9989096	0,61834433
2,03	0,6145496	1,0345883	0,59400401
4,07	0,6100323	0,9835877	0,62021137
8,15	0,6052087	0,9664848	0,62619581
12,23	0,6016429	0,9591932	0,62723849
16,31	0,5979422	0,9358883	0,63890339
18,35	0,5953606	0,9992431	0,59581153

do=4,5mm

0,295	0,6374544	1,0098386	0,6312439
0,545	0,6328255	0,9906117	0,638823
0,84	0,6282112	0,9974062	0,6298449
1,25	0,6252423	1,0327956	0,6053883
1,52	0,6226762	1,0302444	0,6043966
1,71	0,6176701	1,0081163	0,6126972
2,03	0,6153083	0,9483726	0,6488044
4,07	0,6100323	0,9367502	0,6512219
10,19	0,6061396	0,9472266	0,6399098
14,27	0,601539	0,9155037	0,657058
18,35	0,5989135	0,9330681	0,6418755
19,37	0,5960049	0,9446672	0,6309152

0,3	0,632238	1,05235	0,6007868
0,55	0,630557	1,0192944	0,61862113

do=5mm

0,3	0,6352978	0,9875967	0,6432766
0,55	0,6331307	0,9908674	0,6389662

1,04	0,6266884	0,991421	0,63211131
1,36	0,6243301	0,9885107	0,63158663
1,59	0,6223122	0,9891596	0,62913224
1,76	0,6184954	0,98291	0,6292493
2,03	0,6154021	0,9947965	0,61862113
4,07	0,6118257	1,0304252	0,59376043
8,15	0,608701	0,9697947	0,62765969
12,23	0,6046843	0,9510874	0,63578208
16,31	0,6023985	0,9639649	0,62491748
18,35	0,5984369	0,9771847	0,61240913

1,04	0,6294861	0,9807849	0,6418187
1,36	0,6259147	0,9801961	0,6385607
1,59	0,6223122	0,9712859	0,6407096
1,76	0,619379	0,9616523	0,6440779
2,03	0,6172841	0,9854935	0,6263705
4,07	0,6144629	0,9513567	0,6458807
8,15	0,6093914	0,9482939	0,6426187
12,23	0,6063563	0,953208	0,6361217
16,31	0,6036523	0,9254686	0,6522667
18,35	0,6017894	0,9196732	0,6543514

0,305	0,6322261	1,0607982	0,59599092
0,55	0,6292066	1,0447767	0,6022402
0,85	0,627899	1,0556471	0,59480011
1,255	0,625535	1,0459016	0,59808212
1,53	0,621011	0,9854509	0,63017955
1,745	0,6196277	0,9942786	0,62319324
2,03	0,6150271	1,0279563	0,59830079
4,07	0,6123513	1,0116902	0,60527554
6,11	0,6105121	0,986257	0,61901934
8,15	0,6083335	0,9764145	0,62302791
10,19	0,6046548	0,9768274	0,61899857
12,23	0,5991772	0,9997225	0,59934347
18,35	0,5967745	0,9374797	0,63657327

do=6mm

0,305	0,6344444	0,9958932	0,6370607
0,55	0,6321606	0,9843318	0,6422231
0,85	0,6306409	0,954494	0,660707
1,255	0,6288447	0,9819081	0,6404314
1,53	0,6246145	0,9701425	0,6438379
1,745	0,622391	0,946264	0,6577351
2,03	0,620243	0,9475142	0,6546002
4,07	0,6168025	0,9219678	0,6690065
6,11	0,6126822	0,9304804	0,6584579
8,15	0,6108232	0,9282545	0,6580342
10,19	0,6066906	0,9084707	0,6678153
12,23	0,6021385	0,9007356	0,6684964
17,33	0,5973597	0,9008075	0,663138

0,32	0,6302809	1,0761825	0,5856636
0,505	0,6289073	1,0675468	0,58911448
0,9	0,6266696	1,0761005	0,5823523
1,19	0,6232568	1,0302802	0,6049391
1,4	0,6208477	1,0290273	0,60333448
2,03	0,6163417	1,0451935	0,58969146
4,07	0,6139667	1,0492013	0,58517531
6,11	0,6109243	1,0381917	0,58845041
8,15	0,6083851	0,997338	0,61000899
10,19	0,6044012	0,9975609	0,60587907
12,23	0,6028834	1,0176957	0,59240048
14,27	0,5985831	0,9917349	0,60357167

do=7,5mm

0,32	0,6329292	1,0076272	0,6281383
0,505	0,6300087	0,9568927	0,6583901
0,9	0,6281303	0,9697651	0,6477139
1,19	0,6265897	0,9625334	0,6509797
1,4	0,6244364	0,9803789	0,6369337
2,03	0,6210827	0,9475142	0,6554864
4,07	0,6173735	0,941795	0,6555285
6,11	0,6143807	0,9304804	0,6602834
8,15	0,6109795	0,9317574	0,6557281
10,19	0,6072657	0,9303993	0,6526937
12,23	0,6044413	0,9293304	0,6504052
14,27	0,601539	0,9397587	0,6400994

0,3	0,6281987	1,0601776	0,59254103
0,47	0,6266431	1,0246131	0,61158996
0,74	0,6248543	1,0343209	0,60412027

do=8mm

0,3	0,6301287	0,9667551	0,6517977
0,47	0,6290486	0,9726203	0,6467567
0,74	0,6278584	0,9689166	0,6480004

1,07	0,62208	0,9959748	0,62459404
1,29	0,6198099	0,9895414	0,62636073
2,03	0,6139048	1,0123257	0,60643008
4,07	0,6102542	0,9842065	0,62004694
6,11	0,6072461	0,9624112	0,63096322
10,19	0,6038442	0,9476828	0,63717969
12,23	0,5993955	0,9587765	0,62516712

1,07	0,6259642	0,9953613	0,6288814
1,22	0,6239839	0,9765536	0,6389653
2,03	0,6204464	0,9704081	0,6393664
4,07	0,6176577	0,9478088	0,6516691
6,11	0,614949	0,9441471	0,6513275
10,19	0,6087403	0,9276907	0,6561889
12,23	0,602911	0,9196953	0,6555552

0,31	0,6276554	1,0597594	0,59226217
0,51	0,6230284	1,0098415	0,61695662
0,755	0,6210069	0,991658	0,62623095
0,91	0,6182707	1,0210811	0,60550595
2,03	0,6168314	1,0123257	0,60932102
4,07	0,6163225	0,998134	0,61747471
6,11	0,6145024	0,9851454	0,62376827
8,15	0,6104069	0,9842151	0,62019659
10,19	0,6073808	0,9975609	0,60886596

do=9mm

0,32	0,6276548	1,0036104	0,6253968
0,51	0,6261671	0,9701425	0,6454383
0,775	0,6243275	0,9509475	0,656532
0,87	0,621992	0,9491095	0,6553427
2,03	0,6187031	0,9455144	0,6543561
4,07	0,6175239	0,9444003	0,6538794
6,11	0,6141375	0,9537479	0,6439202
8,15	0,6116577	0,9437726	0,6480986
10,19	0,6066906	0,9404931	0,6450772