

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence :/2020



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع/2020

Mémoire de Master

Filière : Hydraulique

Spécialité : Ouvrages Hydrauliques

Thème

**Etude de la répartition des vitesses en amont
du PK-Weir.**

Nom et Prénom de l'étudiant :

Selama Abdelouahab

Encadreur :

Ouamane Ahmed

Année universitaire : 2019 - 2020

Résumé

Le déversoir en Touches de Piano (PK-Weir) a été utilisé ces dernières années pour réhabiliter un certain nombre de barrages dans le monde en raison des avantages qu'il représente en termes de performances hydrauliques et de coût. Les performances hydrauliques de PK-Weir dépendent de nombreux paramètres d'ingénierie. L'étude des écoulements a fait l'objet de plusieurs recherches afin de mieux comprendre l'effet de chaque paramètre sur l'écoulement dans le but d'arriver à la ou les formes optimales pour ce type de barrage. Cependant, l'étude de la répartition de la vitesse en amont du PK-Weir n'a fait l'objet que de quelques travaux d'initiations. A cet effet, le présent travail a été consacré à l'étude expérimentale de la répartition de la vitesse dans la zone d'entonnement de ce type de déversoir.

Abstract

The Piano Key Weir (PK-Weir) has been used in recent years to rehabilitate a number of dams around the world because of its advantages in terms of hydraulic performance and cost. The hydraulic performance of PK-Weir depends on many engineering parameters. The study of flows has been the subject of several researches in order to better understand the effect of each parameter on the flow in order to arrive at the optimal shape(s) for this type of dam. However, the study of the velocity distribution upstream of PK-Weir has only been the subject of a few initial studies. To this end, the present work was devoted to the experimental study of the distribution of velocity in the heap zone of this type of spillway.

ملخص

تم استخدام (PK-Weir) Piano Key Weir في السنوات الأخيرة لإعادة تأهيل عدد من السدود في جميع أنحاء العالم بسبب مزاياه من حيث الأداء الهيدروليكي والتكلفة. يعتمد الأداء الهيدروليكي PK-Weir على العديد من المعلمات الهندسية. كانت دراسة التدفقات موضوع العديد من الأبحاث من أجل فهم أفضل لتأثير كل عامل على التدفق من أجل الوصول إلى الشكل (الأشكال) الأمثل لهذا النوع من السدود. ومع ذلك، فإن دراسة توزيع السرعة في المنبع لـ PK-Weir كانت موضوع عدد قليل من الدراسات الأولية. تحقيقاً لهذه الغاية، تم تخصيص العمل الحالي للدراسة التجريبية لتوزيع السرعة في منطقة كومة هذا النوع من المفرغات.

Dédicace

«Ne remercie pas Allah qui ne remercie pas les gens».

Le Prophète Mohammed (paix et bénédictions soient sur lui)

Au nom d'Allah, le plus Miséricordieux, le plus Compatissant, cette thèse est consacrée à:

A toute ma famille et plus précisément à ma mère et mon père, Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel. Aux autres membres de ma famille, frères, sœurs, oncles, tantes et grands-parents.

A toutes mes amis sans exception et tous ceux qui me sont chers. Cet ouvrage est également dédié à ceux que j'ai oublié de mentionner.

Remerciements

Tout d'abord merci à Allah de m'avoir donné la force pour Terminer ce travail.

Je tiens à exprimer ma sincère gratitude à Monsieur le Professeur OUAMANE Ahmed .Pour ma avoir encadré durant ma préparation de ce mémoire, pour ses conseils.

Et je remercie également messieurs les membres de jury pour l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant de siéger à ma soutenance.

Et aussi je tiens à remercier mon père et ma mère, tous mes frères et sœurs et tous mes amis et amies de leurs motivation et de leur encouragement matériel et moral.

Je n'oublie pas de remercier aussi l'ensemble du corps administratif du département d'HYDRAULIQUE

Et aussi je tiens à remercier tous les enseignants du département d'hydraulique en particulier ceux qui nous ont enseigné depuis le début d'année.



SELAMA ABDELOUAHAB

Liste des figures

Chapitre I : Etat de connaissance sur les déversoirs non rectilignes

Figure I-01 : Différents types de déversoir rectiligne

Figure I-02 : déversoir labyrinthe du barrage fontaine des gazelles (Algérie)

Figure I-03 : Différentes formes de déversoir en labyrinthe : Triangulaire (A), trapézoïdale (B), et Rectangulaire (C)

Figure I-04 : Représentation des paramètres du déversoir en labyrinthe

Figure I-05 : Représentation des deux Phase l'écoulement sur le déversoir en labyrinthe

Figure I-06 : Courbes de performance, en fonction de la charge relative (Hay et Taylor, 1970)

Figure I-07 : Performance du labyrinthe $L/W=6$

Figure I-08 : Configuration géométrique du déversoir en labyrinthe (Gentilini 1941)

Figure I-09 : Vue d'un déversoir PK-Weir du barrage des Gloriettes en France pendant la construction (Photo : EDF)

Figure I-10 : Configuration A d'un déversoir PK (forme Lempérière & Ouamane, 2003).

Figure I-11 : Configuration B d'un déversoir PK (de Lempérière & Ouamane, 2003).

Figure I-12 : Schéma d'un élément du déversoir en touche de Piano (PK-Weir)

Figure I-13 : Photo du plan d'eau à l'entrée du PK-Weir pour un faible débit (Bouredji et Ouamane, 2012)

Figure I-14 : Photo du plan d'eau à l'entrée du PK-Weir pour un débit moyen (Bouredji et Ouamane, 2012).

Figure I-15 : Plan d'eau à l'entrée du PK-Weir pour les grandes charges (Bouredji et Ouamane, 2012)

Figure I-16 : Coefficient de débit en fonction du ratio L/W (Ouamane, 2006b)

Figure I-17 : La charge relative amont en fonction de la charge relative aval

Figure I-18 : Coefficient de débit en fonction de la largeur des alvéoles (Ouamane, 2006b)

Figure I-19: Coefficient de débit en fonction du rapport de l'aspect vertical W/P (Ouamane, 2006b)

Figure I-20 : Coefficient de débit en fonction de la longueur des porte-à-faux (Ouamane et al, 2006)

Figure I-21 : Fonctionnement du PK-Weir avec la présence des corps flottants

Figure I-22 : Coefficient de débit en fonction de la forme d'entrée sous les porte-à-faux (Ouamane, 2006b)

Figure I-23 : Différents aspects de la forme sous les porte-à-faux

Figure I-24 : Emplacement avec et sans socle

Figure I-25 : Fonctionnements du PKW avec les deux d'emplacements

Figure I-26 : Les formes d'entrée au pied amont du déversoir

Chapitre II : Théorie des vitesses d'écoulements sur les déversoirs

Figure 2.1 : Exemple de distribution de vitesse dans une section transversale d'un cours d'eau

Figure-2.2 : la vitesse n'est pas constante dans la section et est maximale à approximativement 25% en dessous de la surface libre.

Figure 2.3 : Profil type (idéal) de vitesse le long d'une verticale

Figure 2.4 : Représentation de la répartition de la vitesse en 3D

Figure 2.5 : Représentation de la répartition de la vitesse en 2D

Figure 2.6 : Représentation de la répartition de la vitesse en 1D

Figure 2.7 : Disposition de la grille dans l'espace en amont du déversoir de Piano Key

Figure 2.8: Profondeurs (Niveaux) des nœuds où les mesures de vitesse

Figure 2.9 : Vue en plan et en coupe de l'agencement du laboratoire Piano-Key-Weirs

Figure 2.10 : Variation de la composante z de la vitesse pour un débit de $0.069 \text{ m}^3/\text{s}$.

Figure (II.11) : Variation de la composante z de la vitesse pour une décharge de $0,050 \text{ m}^3/\text{s}$

Figure (II.12) : Variation de la composante z de la vitesse pour une décharge de $0,031 \text{ m}^3/\text{s}$.

Figure (II-13) : Profondeur de submersion pour PKW comparée à celle du déversoir standard

Chapitre III : Etude expérimentale

Figure III.1 : Vue d'ensemble de la station d'expérimentation

Figure III.2 : Schéma de l'installation expérimentale

Figure III.3 : Principe de mesure du débit par débitmètre à ultrason

Figure III.4 : Transmetteur du débitmètre ultrason (Prosonic Flow)

Figure 3.5 : Capteur de niveau PROSONIC T

Figure 3.6 : Courantomètre SonTek SL 3000 pour mesure de vitesse en écoulement à surface libre

Figure III.7 : Mesure de la vitesse de la cible avec un système Doppler monostatique

Figure III.8 : Géométrie du faisceau SL

Figure III.9 : Schématisation du maillage de la répartition des vitesses

Figure III.10 : Installation du courantomètre dans le canal

Figure III.11 : Donnée de la configuration du courantomètre SL 3000

Figure. III.12 : Répartition de la vitesse le long de la section transversale du canal et à une distance de 30 cm en amont du PK-Weir

Figure. III.13 : Répartition de la vitesse le long de la section transversale du canal et à une distance de 60 cm en amont du PK-Weir

Figure. III.14 : Répartition de la vitesse le long de la section transversale du canal et à une distance de 90 cm en amont du PK-Weir

Figure. III.15 : Répartition de la vitesse le long de la section transversale du canal et à une distance de 120 cm en amont du PK-Weir

Figure. III.16 : Répartition de la vitesse le long de la section transversale du canal et à une distance de 120 cm en amont du PK-Weir

Figure. III.17 : Répartition de la vitesse le long de la section transversale du canal et à une distance de 150 cm en amont du PK-Weir

Figure. III.18 : Répartition de la vitesse le long de la section transversale du canal et à une distance de 180 cm en amont du PK-Weir

Figure. III.19 : Répartition de la vitesse le long de la section transversale du canal et à une distance de 210 cm en amont du PK-Weir

Figure. III.20 : Répartition de la vitesse le long de la section transversale du canal et à une distance de 240 cm en amont du PK-Weir

Figure III.21 : Schéma de localisation des différentes zones de l'écoulement constaté pendant l'expérimentation

NOTATIONS

a : Largeur de l'alvéole amont (m)

A : Section de l'écoulement dans le bassin de simulation (m^2)

A/W : Rapport de la demi-longueur de la paroi frontale sur la largeur du déversoir

a/b : rapport de l'alvéole amont sur l'alvéole aval

A_c : Surface de la chambre du fond (m^2)

b : Largeur du déversoir (m)

B : Longueur d'une paroi latérale (m)

C_d : Coefficient de débit

C_D : Coefficient de frottement

c_e : Coefficient de correction

C_L : Coefficient de portance

C_P : Coefficient de pression

$C_{w_{th}}$: Coefficient de débit du déversoir

$C_{w_{ajust}}$: Coefficient de débit ajusté

C_w : Coefficient de débit

D/P : Rapport de la hauteur de déversoir en aval sur la hauteur de déversoir en amont.

F_g : La force nette manifestée par le poids du godet et la base (N)

Fr : Nombre de Froude

g : Accélération de la pesanteur (m/s^2)

h : Charge piézométrique mesurée (m)

h^* : Charge totale sur le seuil du déversoir (m)

h^*/P : La charge relative

h_c : Charge cinétique (m)

H_d : Hauteur piézométrique en aval (m)

H_o : Charge totale de chute (m)

H_v : Charge cinétique d'approche en amont (m)

H_w : Profondeur d'eau dans le puits (m)

H_0/P : Rapport de la charge total sur la hauteur amont de déversoir.

H_d/P : Rapport de la charge piézométrique en aval sur la hauteur amont de déversoir.

l : Largeur du bassin de simulation (m)

L : Longueur développée du déversoir ($L=a+b+2B$) (m)

L/W : Rapport de la longueur développée sur la largeur du déversoir

L_c : Longueur de la crête (m)

L_w : Longueur du puits (m)

Ma : Nombre de Mach

P : Hauteur maximale amont du P.K.Weir (m)

Q : Débit évacué (m^3/s)

q : Performance du déversoir expérimenté

Q_{cr} : Débit calculé pour un déversoir rectiligne à mince paroi (m^3/s)

$Q_{P.K.Weir}$: Débit mesuré de déversoir en touche de piano (m^3/s)

$R_{carré} (ajust)$: Ecart type ajusté

$R_{carré}$: Ecart type

r : Rapport de quantité du prototype

Re : Nombre de Reynolds

R/P : Rapport de rayon de courbure de la crête du déversoir la hauteur amont de déversoir.

t : Epaisseur des parois (m)

t : Différence de temps de parcours (s)

T/P : Rapport de l'épaisseur de parois sur la hauteur amont de déversoir.

v : Vitesse d'écoulement (m/s)

V_b : Volume d'eau dans le godet (m^3)

V_c : Volume du matériau dans la base (m^3)

V_s : Volume du matériau dans le godet (m^3)

W : Largeur de la hausse fusible (m)

W/W_c : Rapport de la largeur de déversoir sur la largeur du canal qui exprime la contraction latérale

W/P : Rapport de la largeur totale sur la hauteur du déversoir

We : Nombre de Weber

w_i : Largeur du déversoir ($w=a+b$) (m)

W_w : Largeur du puits (m)

Y_b : Bras de levier de la force de l'eau dans le godet (m)

Y_C : Bras de levier du matériau dans la base (m)

Y_g : Bras de levier de la base et du godet (m)

Y_S : Bras de levier du matériau dans le godet (m)

Y_u : Bras de levier au centre de gravité de la pression (m)

Y_w : Bras de levier de la force de l'eau dans le puits (m)

γ : Rapport de capacité thermique

Δh : Différence de charge (m)

ΔH : Perte d'énergie (m)

ε/L : Rugosité adimensionnelle

\bar{H} : Charge amont sur le déversoir (m)

\bar{C}_d : Coefficient de débit

\bar{h}_0 : Hauteur d'eau sur le déversoir (m)

\bar{w} : Hauteur de pelle (m)

α : Angle du mur (degré)

$(\Delta p + \rho Z)$: Pression piézométrique (m, bars)

ρ_w : Densité de l'eau

ρ_c : Densité du matériau dans la base

ρ_s : Densité du matériau dans le godet

μ : Coefficient de débit d'un déversoir standard de type Creager ($\mu=0.47-0.49$)

SOMMAIRE

- Introduction Générale.....	01
------------------------------	----

Première Partie

Etude bibliographique

Chapitre I : Etat de connaissance sur les déversoirs non rectilignes

-I.1 Introduction.....	03
-I.2 Déversoir en Labyrinthe.....	04
-I.2.1 Généralité.....	04
-I.2.2. Les différents types des déversoirs en labyrinthe.....	05
-I.2.3. L'écoulement sur le déversoir en labyrinthe.....	07
-I.2.4. Performance hydraulique d'un déversoir en labyrinthe.....	08
-I-2-4-1- Charge relative h/P	08
-I-2-4-2- Ratio d'accroissement de la longueur L/W	09
-I-2-4-3- Rapport d'aspect vertical W/P	10
-I-2-4-4- Rapport d'aspect vertical W/P	10
-I-2-4-5- Impact du nombre de cycles.....	10
-I-2-4-6- Impact de niveau d'eau Aval hd/P	10
-I.3. Déversoir en touche de Piano (PK-Weir).....	10
-I.3.1. Généralité.....	10
-I.3.2. Description de l'écoulement sur le PK-Weir.....	13
-I.3.3. Configuration géométrique du PK-Weir.....	14
-I.3.4. Caractéristiques d'écoulement sur le PK-Weir.....	15
-I-3-4-1- Description de l'écoulement à faibles charges sur le PK-Weir.....	15
-I-3-4-2- Description de l'écoulement à moyennes charges sur le PK-Weir.....	16
-I-3-4-3- Description de l'écoulement à grandes charges sur le PK-Weir.....	16
-I.3.5. Performance hydraulique.....	16
-I.3.5.1. Effets des principaux paramètres géométriques	16
• Longueur relative, L/W	17
• Impact de la largeur des alvéoles a et b	19
• Rapport d'aspect vertical W/P	19
• Impact de la longueur des porte-à-faux.....	20
• Impact des corps flottants.....	21
• Effet de la forme d'entrée.....	22
1. Sous les porte-à-faux amont.....	22

2. Au pied du déversoir.....	23
- I.4. Conclusion.....	25

Chapitre II : Théorie de la vitesse de l'écoulement sur les déversoirs

-II .1. Définition	26
-II.2. Distribution des vitesses dans une section transversale du cours d'eau.....	26
-II.3. - Détermination du profil de vitesse.....	27
-II.4. Représentation du profil de la vitesse 1D, 2D et 3D.....	28
-II.5. Vitesse moyenne dans une section de canal.....	29
- II.6. Calcul de la vitesse de l'écoulement dans un cours d'eau selon Chézy.....	30
-II.6.1. Détermination du coefficient C de Chézy par la formule de Ganguillet – Kutter	30
-II.6.2. Détermination du coefficient C de Chézy par la formule de Bazin.....	30
-II.6.3. Détermination du coefficient C de Chézy par la formule de Powell.....	31
-II.7. Calcul de la vitesse de l'écoulement dans un cours d'eau selon Manning-Strickler....	31
- II.8. Etude de la composante de vitesse en amont du PK-Weir.....	34
- II.9. Conclusion.....	40

Chapitre III : Etude expérimentale

- III.1.Description de la station expérimentale.....	41
- III.2.Equipements de mesure.....	43
- III.2.1.Mesure des débits.....	43
- III.2.2.Mesure des profondeurs.....	44
- III.2.3.Mesure des vitesses.....	44
- III.2.3.1. Le décalage Doppler	45
-III.2.3.2 Géométrie du faisceau.....	47
- III.2.3.3. Calibrage de l'indice de la vitesse.....	48
- III.2.3.4. Données de vitesse.....	48
-III.3. Protocole expérimental.....	50
- III.4. Résultats des expérimentaux.....	52
- III.5.Conclusion.....	58
- Conclusion Générale.....	59

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

Introduction Générale :

La création de retenue artificielle peut avoir souvent un grand intérêt pour le développement d'une région ou un pays, cependant, le stockage d'une grande quantité d'eau derrière des barrages artificiels peut avoir un sérieux impact sur la vie humaine et la propriété après la défaillance de ces structures. Pour éviter ces effets néfastes, les barrages sont équipés de déversoirs qui permettent le passage des crues exceptionnelles sans incident. Le rôle principal de l'évacuateur de crues dans un barrage est d'assurer la sécurité de tous les ouvrages qui composent cet aménagement et de protéger l'environnement en aval des effets des crues dues aux crues. L'évacuateur de crues est d'une grande importance du point de vue de l'intégrité du barrage et du contrôle de la capacité de stockage. Le PK-Weir qui représente l'un des types d'évacuateur de crues les plus performant, représente une alternative efficace pour la plupart des nouveaux barrages et peut augmenter la capacité d'élimination et / ou de stockage de nombreux barrages existants à faible coût. Cette nouvelle forme d'évacuateur de crues non linéaire, développée par François Lempérière et Ahmed Ouamane, a fait l'objet d'une investigation détaillée sur modèles physiques principalement au Laboratoire Aménagement hydraulique et environnemental de l'Université de Biskra. Les différents travaux d'investigation sur PK-Weir qui ont été menés par différents laboratoires portent principalement sur l'étude paramétrique du PK-Weir.

L'étude de la répartition de la vitesse en amont du PK-Weir n'a fait que quelques travaux préliminaires à l'université de Roorke en Inde. A cet effet, le présent travail sera orienté dans ce sens.

Pour ce faire, le présent travail sera scindé en trois parties, la première correspond à une étude bibliographique sur les déversoirs non rectilignes, en particulier le PK-Weir, la seconde partie traite la partie théorique de la vitesse d'écoulement en amont d'un déversoir et la troisième partie représente une contribution de l'étude expérimentale de l'écoulement en amont du PK-Weir.

Chapitre I

*Etat de connaissance
sur les déversoirs non
rectilignes*

Chapitre I

Etat de connaissance sur les déversoirs non rectilignes

1.1 Introduction

Le déversoir, comme toute structure hydraulique, a un but pour lequel il a été créé. Il est utilisé comme un appareil pour mesurer et contrôler le débit d'eau

L'objectif principal est d'assurer le passage d'inondations exceptionnelles dans de bonnes conditions pour assurer la sécurité des barrages en particulier et des installations hydrauliques en générale. Le mur est placé dans une voie d'eau naturelle ou artificielle et est un élément de base du barrage, et comme toutes les installations hydrauliques, il a évolué au fil du temps et des conditions pour améliorer son rendement sur la base d'un concept qui stipule que la capacité d'évacuation du déversoir est directement proportionnelle à la longueur de sa crête, classé en deux types :

- les déversoirs fonctionnant en charge.
- les déversoirs fonctionnant à surface libre.

Selon l'alignement de la crête du déversoir, ces derniers sont classés en deux types selon la forme en plan de la crête, rectilignes et non rectilignes.

Les déversoirs rectilignes se distinguent par une crête en alignement droit avec une paroi mince ou épaisse. Le déversoir rectiligne standard dit de type Creager est celui souvent rencontré en pratique. Il s'agit d'un déversoir dont la silhouette correspond à celui de la face inférieure de la lame déversant qui se développe au-dessus d'un déversoir à seuil mince. Étant donné qu'à une charge donnée, ce dernier présente une meilleure débitance que celle du Déversoir à seuil épais, l'objectif est d'avoir donc un seuil épais correspondant au profil de la lame inférieure d'un seuil mince tout en tenant compte des contraintes structurelles, c'est-à-dire de la stabilité de l'ouvrage. Cette différence entre les déversoirs à seuil mince et à seuil

Épais se traduit au niveau de la valeur du coefficient de débit C qui est de $2/3$ pour le premier. Donc qu'il n'est que de $0,385$ pour le deuxième. La géométrie d'un déversoir standard est définie pour un débit et une charge de dimensionnement H_d données. Lors de dimensionnement du Déversoir, le rapport entre la charge H et la charge de dimensionnement H_d doit être limitée à un maximum imposé par deux contraintes qui sont, la séparation de l'écoulement du déversoir (Faisable surélévation sérieuse du plan d'eau) et

la sous-pression aux environs de la crête du déversoir (empêcher les dangers de dégât par cavitation) - (Hager et al. 2009). La Figure (I- 01) représente les différents types de déversoir rectiligne.



a- Déversoir à seuil épais



b- Déversoir en mince paroi



c- Déversoir Standard

Figure I-01 : Différents types de déversoir rectiligne

Les déversoirs non rectilignes sont venus résoudre le côté négatif des déversoirs rectilignes, qui est la capacité de décharge limitée due à la charge sur le seuil ou la largeur du droit de passage en allongeant de la crête des déversoirs pour augmenter le débit et réduire l'impact de la structure. Les déversoirs non rectilignes sont divisés en deux types : les déversoirs du labyrinthe et les déversoirs PK-Weir.

1.2 Déversoir en Labyrinthe

1.2.1 Généralité

Le déversoir en labyrinthe est généralement une solution efficace pour augmenter la capacité de l'évacuation d'eau. Néanmoins, l'emplacement du labyrinthe est soumis aux conditions

particulières du site, Ce type de déversoir a la forme d'un plan non linéaire connu par la répétition de multiples formes en plan le plus fréquemment rectangulaire, triangulaire ou trapézoïdale (Crookston, 2010)

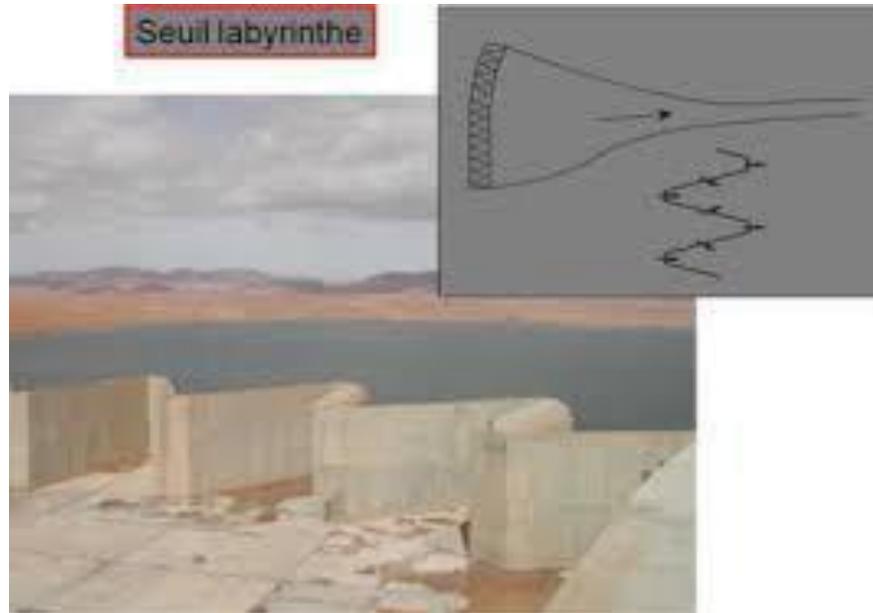


Figure I-02 : déversoir labyrinthe du barrage fontaine des gazelles (Algérie)

-I-2-2- Les différents type des déversoirs en labyrinthe

Représente trois types de déversoirs en labyrinthe :

- Le labyrinthe sous forme rectangulaire est un déversoir dont les murs latéraux ont Une forme d'un angle égal à zéro par rapport à la direction de l'écoulement ; elles Sont aussi perpendiculaires aux extrémités.
- Le labyrinthe sous forme triangulaire est un déversoir dans Les parois latérales se rejoignent en un point qui se termine par la formation d'un triangle.
- Le labyrinthe sous forme trapézoïdale est un déversoir qui a une forme mélangée Regroupant les 2 types précédents si pourquoi, il marche selon leurs Caractéristiques (G. Taylor, 1968).

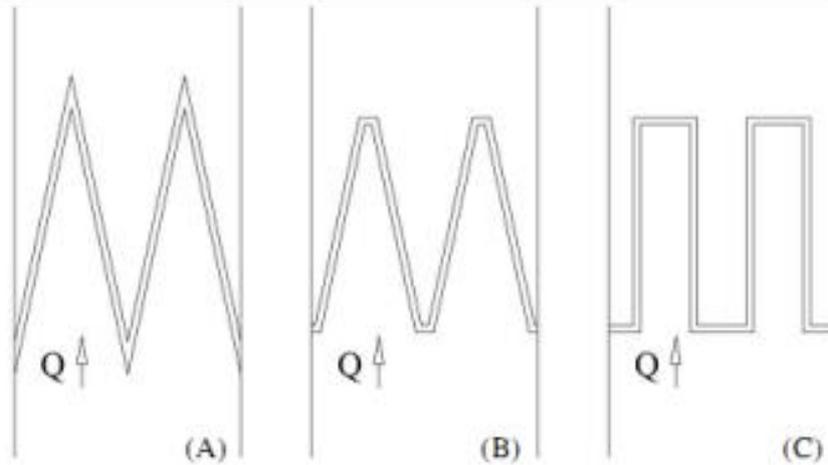


Figure I-03 : Différentes formes de déversoir en labyrinthe : Triangulaire (A), trapézoïdale (B), et Rectangulaire (C)

La figure (I-5) Déterminée les paramètres utilisés généralement pour exprimer la géométrie d'un Déversoir en labyrinthe. Cette géométrie est déterminée par, la longueur De la paroi latéral B, la longueur développée L, la largeur d'un cycle W, la largeur totale de déversoir Wt, la largeur de l'alvéole d'entrée a, la hauteur des Parois P, la largeur de l'alvéole de sortie b, le nombre de Cycles n et l'angle α formé par le mur latéral et la direction de l'écoulement. Pour une croissance de la longueur donnée, l'angle α varie de zéro pour une forme Rectangulaire en plan à une valeur maximum pour une forme triangulaire, Vous demandez aussi d'autres variables D'importance secondaire tels que l'épaisseur des parois latérales, la forme de la crête et les conditions d'approche. Ces changeants énumérées ci-dessus savent être réduits à des éléments non-dimensionnels suivant : La charge relative - La largeur et la longueur par cycle sont généralement combinées pour donner l'augmentation de La longueur L/Wt. - La géométrie verticale du déversoir en labyrinthe est habituellement exprimée par le rapport De l'aspect vertical W/P. Généralement, le déversoir en labyrinthe est composant de nombreux cycles d'identique géométrie Recommencée régulièrement. Evidemment ceci accroît vivement la distance de la crête.

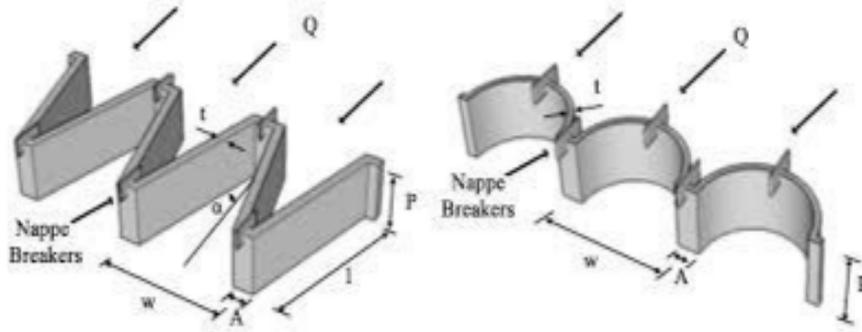


Figure (I-04) Représentation des paramètres du déversoir en labyrinthe

-I-2-3 - l'écoulement sur le déversoir en labyrinthe

Les quatre principales phases par lesquelles l'écoulement traverse le déversoir en labyrinthe en général sont : Entièrement aéré, partiellement aéré, de transition et déprimé (Lux et Hinchliff, 1985).

1. Phase complètement aérée : La lame sur le déversoir tombe librement sur toute la longueur du déversoir, Lorsque le déversoir en labyrinthe fonctionne à des faibles charges, dans cette phase le coefficient de débit est maximal en comparaison avec un déversoir rectiligne de même section transversale et L'écoulement est considéré comme complètement aéré.

2. Phase partiellement aérée : L'augmentation de la charge sur le barrage est compensée par le niveau d'eau élevé au seuil, Cela conduit à la rencontre de l'excédent opposé. Ce phénomène en résulte difficulté à ventiler sous le déversement avant, ce qui correspond au début de l'écoulement

Aération partielle. Cette étape se caractérise également par l'apparition d'eaux souterraines superposées dépression sous la lame avant tombante et apparition d'une poche d'air en dessous lame suspendue le long de chaque paroi latérale.

3. Phase de transition, dans cette étape : Étirement progressive de la zone de dépression causée par une augmentation de la grosseur en amont. Il provoque une instabilité des eaux souterraines due à De petites poches d'air remontent la rivière le long des parois latérales. Ce L'étape est principalement caractérisé par une rupture de la courbe de module

4. Phase déprimée : On peut dire que le stade de dépression est calme lorsque la grosseur dépasse la taille. Une couche solide se forme à ce point, ce qui entraîne une mauvaise aérée sur le bord. Qui affecte l'efficacité du labyrinthe, qui se rapproche de l'efficacité de l'immobilité Linéaire a une longueur égale à la largeur du canal.



a- Ecoulement à faible charge.



b- Ecoulement à grande charge.

Figure (I-05) Représentation des deux Phase l'écoulement sur le déversoir en labyrinthe

-I-2-4- Performance hydraulique d'un déversoir en labyrinthe

Amélioration des performances hydrauliques, en singulier ensuite avoir atteint les dernières études dans le domaine de la conception de différentes formes pour l'hexagone de labyrinthe. Ces études détaillent l'effet de chaque partie de la conception de la forme sur la capacité d'évacuation de l'hexagone du labyrinthe. La complexité de l'écoulement sur un barrage est à l'origine de différents tests expérimentaux sur des modèles physiques. Selon Hay et al (1970), les éléments H / P , L / W , W / P , h_d / P α et N sont fondamentaux pour la conception du labyrinthe. Dans ce cadre, il est toujours appuyé de vérifier l'impact d'autres paramètres d'une importance secondaire comme : les détails de construction (la présence de tapis de réception, la forme de la crête) et les conditions de fonctionnement (Hay et Taylor, 1970).

-I-2-4-1- Charge relative h/P

Performance de déversoir en labyrinthe est dite en activité de la liaison Adimensionnel h/P , d'essai empiriques effectués par Hay et Taylor Ses résultats sont les suivants : Seulement pour de petites valeurs de h / P , le débit est faible et la vitesse d'écoulement est faible Presque inexistant (Négligeable). La charge est la même en tout point le long de la crête, et elle est sensiblement Égale à la charge dans le canal d'approche Dans de telles circonstances, le débit par unité de longueur De la crête est le même le long du seuil de déversoir, Il peut être calculé par formule de déversoir standard utilisant la charge dans le canal d'approche. Ainsi, pour les petites Valeurs de h/P la performance du déversoir en labyrinthe Tendance à l'idéalisme.

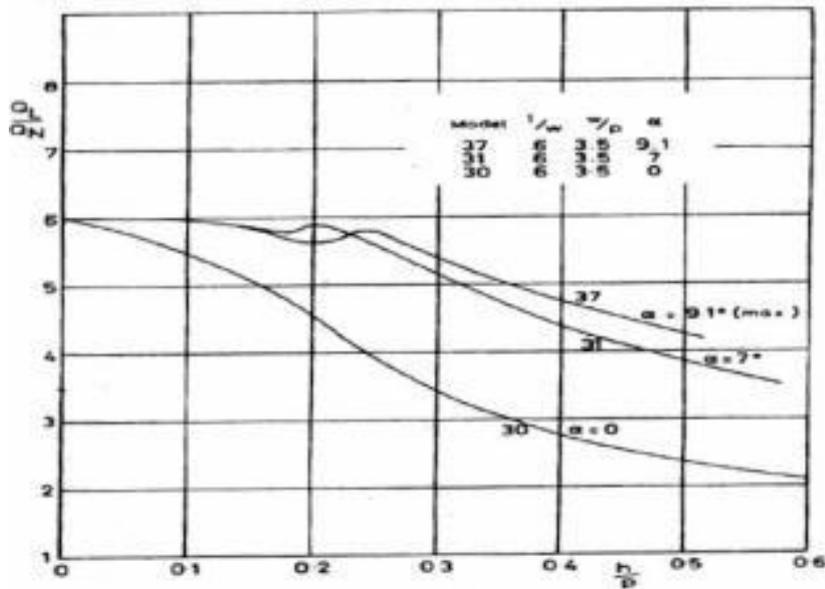


Figure (I-06) : Courbes de performance, en fonction de la charge relative (Hay et Taylor, 1970)

-I-2-4-2- Ratio d'accroissement de la longueur L/W

L'accroissement de la longueur du seuil d'un déversoir en labyrinthe augmente remarquablement le débit évacué, ceci n'est pas toujours vrai, pour les grandes valeurs, il aboutit à une performance inférieure, en outre, le petit gain dans la performance obtenue quand $L/W > 6$ La figure (I-9) est peu probable qu'il justifie en pratique les frais structurelles supplémentaires impliquées. Pourtant, Les essais de Geoffrey Taylor, 1968 ont présenté que ce choix est valable que pour la valeur de $L/W = 2$ La figure (I-8), se sont comportés presque idéalement pour toute la gamme des valeurs de h/P .

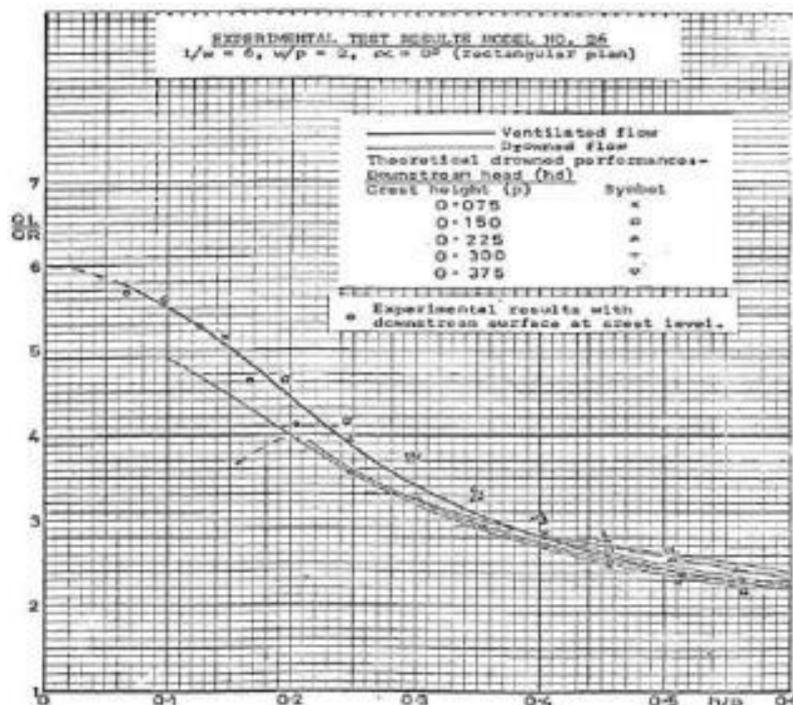


Figure (I-07) : Performance du labyrinthe $L/W=6$

I-2-4-4- Rapport d'aspect vertical W/ P

La performance hydraulique de labyrinthe a été considéré par Hay et Taylor comme libre du rapport de l'apparence vertical W/P. Pourtant, selon la littérature, ceci paramètre est fortement expressif quand il est de faibles valeurs. Le changement de W/P change vraiment la taille des cycles de déversoir par rapport à la charge, ainsi, lorsque W/P réduis, la taille de cycle transforme petite par rapport à la charge. La performance approche celle d'un déversoir rectiligne Dans la fin lorsque W/P raidit vers zéro, la forme en plan transforme une ondulation infime en proximité avec la charge.

I-2-4-5- Impact du nombre de cycles

Souvent, la formation de la barrière du labyrinthe consiste en plusieurs tours de même forme Ingénierie, il a donc fallu vérifier l'effet du nombre de cycles sur les performances Hydraulique. Pour cela, des modèles de barrages de labyrinthe similaires Que, par le nombre de cycles testés par Hay et Taylor, les résultats ont montré qu'il n'est pas Aucun changement majeur dans les performances n'a été détecté. Cela indique que les performances déversoir de labyrinthe est indépendant du nombre de cycles n.

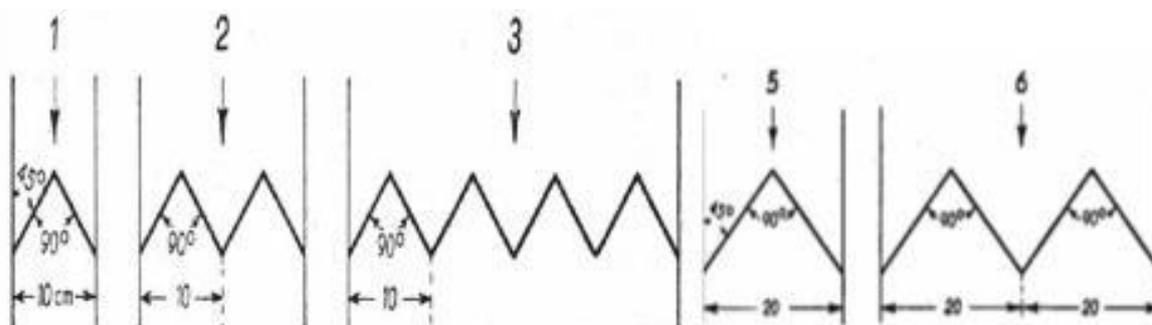


Figure (I-08) : Configuration géométrique du déversoir en labyrinthe (Gentilini 1941)

I-2-4-6- Impact de niveau d'eau Aval hd/P

Lorsque la profondeur de l'écoulement à l'aval du déversoir dépasse la hauteur de la crête, Le déversoir en labyrinthe est noyé, le degré de noyade est résolu par le paramètre hd/P , Où hd représente la profondeur de l'eau en aval. Selon l'examen réalisé par Hay (1970), la performance du déversoir en labyrinthe n'est étudiée par le niveau d'eau aval que si ce dernier dépasse le niveau de la crête du déversoir.

I-3 Déversoir en touche de Piano (PK-Weir)

I-3-1- généralité

Le déversoir en PK-Weir (Figure I-10) La nouvelle forme est une optimisation technico-économique du déversoir en labyrinthe traditionnels. Le développement de ce

Formulaire est venu en (2003), par François Lempérière (Hydrocoop-France) et Ahmed Ouamane (Laboratoire Aménagements Hydrauliques et Environnement de l'Université de Biskra.



Figure (I-09) : Vue d'un déversoir PK-Weir du barrage des Gloriettes en France pendant la construction (Photo : EDF).

Comme nous en avons parlé précédemment, PK-Weir, c'est le résultat de la recherche pour développer un déversoir de labyrinthe. Le plan a une forme rectangulaire. Le plan a une forme rectangulaire. Contrairement à un déversoir à labyrinthe, le sommet n'est pas vertical mais incliné à tour de rôle à la fois en amont et en aval. Cet arrangement explique le nom du déversoir Piano Key. Selon les pentes choisies des clavettes d'entrée et de sortie, elles ont un certain débord amont et aval. Il en résulte une plus petite empreinte de la structure par rapport à un déversoir rectangulaire à labyrinthe à parois verticales. Par conséquent, en plus d'une performance hydraulique améliorée, le déversoir PK a l'avantage qu'il peut être facilement installé même dans un espace de fondation très limité comme par exemple sur les crêtes des barrage-poids. C'est également la raison pour laquelle les déversoirs à déversoir PK sont une solution efficace et économique pour l'augmentation de la capacité de libération des crues des barrage-poids existants. Le premier barrage PK a été installé en 2006 au barrage de Golours en France (Laugier, 2007). Depuis lors, des déversoirs PK ont été utilisés pour augmenter la capacité de déversement des crues des trois autres barrages EDF, à savoir St. Marc (2008),

Etroit (2009) et Gloriettes (2010). Les déversoirs PK-Weir peuvent être facilement combinés avec des goulottes étagées qui conduisent à une dissipation d'énergie en aval formulée (Bieri et al., 2009). Les enseignements tirés de la conception de ces quatre déversoirs à déversoir PK-Weir se trouvent dans Laugier et al. (2009) et Vermenten et al. (2011) (dans la présente procédure). D'autres développements de barrages PK sont actuellement menés au Vietnam (Chi Hien et al., 2006), en Inde (Sharma & Singhal, 2008) et en France (Gage, Malarce et barrage de La Ravière).

Dans un premier temps, deux principaux types de barrages PK ont été identifiés (Lempérière & Ouamane, 2003) :

Configuration A : Les goulottes (sommet) surplombent à la fois du côté amont et du côté aval (figure I-13). Cette structure auto-équilibrée favorise l'utilisation d'éléments préfabriqués en béton et peut être utilisée pour des rejets spécifiques jusqu'à 20 m³ / (cm). L'empreinte relativement faible de la fondation permet d'installer cette configuration sur les crêtes de barrages-poids existants pour d'augmenter la capacité de libération des crues comme déjà cité.

Configuration B : Les goulottes (sommet) n'ont qu'un débord en amont (Figure I-14). Les charges structurales sont moindres pour des débits spécifiques élevés, ce qui rend cette configuration attrayante pour les nouveaux projets de barrage. Des rejets spécifiques jusqu'à 100 m³ / (cm) peuvent être autorisés. De nombreuses fonctionnalités optionnelles ont été développées par rapport aux configurations de base.

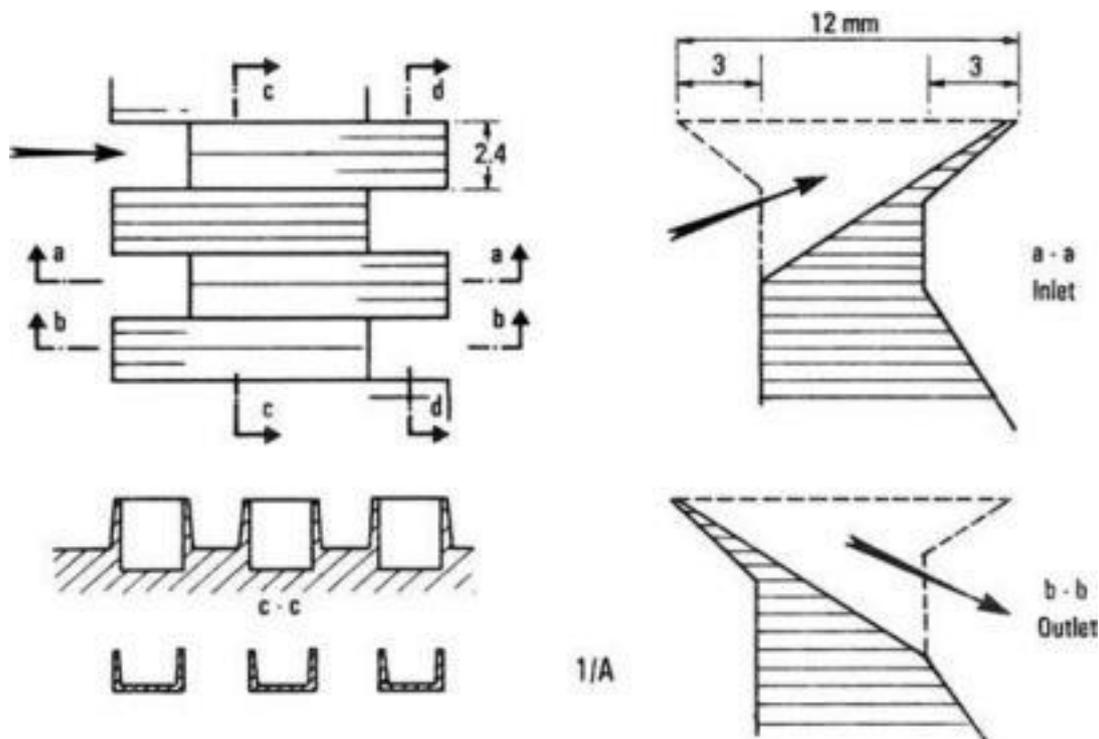


Figure (I-10) : Configuration A d'un déversoir PK (forme Lempérière & Ouamane, 2003).

a) Murs de parapet : Les murs de parapet verticaux placés sur la crête du déversoir PK transforment sa partie supérieure en déversoir rectangulaire en labyrinthe. La paroi du parapet sur la clé de sortie augmente la capacité de décharge car elle améliore le modèle de ligne de flux du flux approchant et augmente le volume de la clé de sortie (Vermeulen et al., 2011).

b) Largeur des clés d'entrée et de sortie : le choix d'une largeur de clé d'entrée plus élevée que celle de la clé de sortie se traduit par de meilleures performances hydrauliques (Le Doucen et al., 2009).

c) Angle de la paroi latérale : un angle de la paroi latérale rétrécissant la clé d'entrée et élargissant la clé de sortie est susceptible d'améliorer la capacité de décharge.

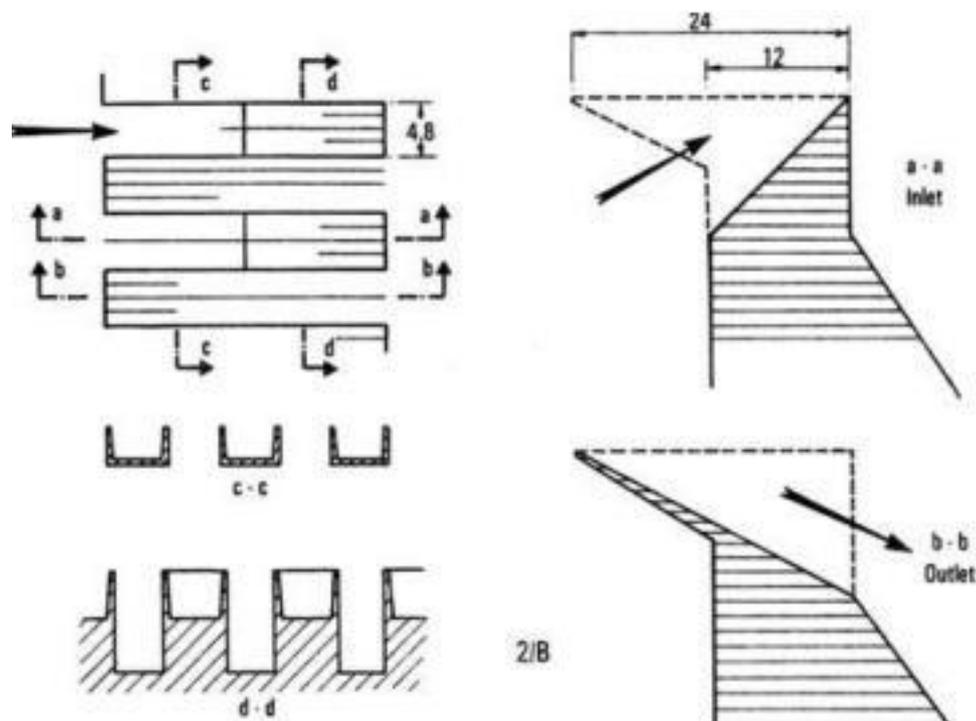


Figure (I-11) : Configuration B d'un déversoir PK (de Lempérière & Ouamane, 2003).

Après que les études ont été conclues pour payer le PK-Weir, il a été construit dans de nombreux barrages à travers le monde.

I-3-2- Description de l'écoulement sur le PK-Weir

Des caractéristiques d'écoulement similaires peuvent être observées comme pour les labyrinthes traditionnels. Néanmoins, l'influence du niveau d'eau en aval est de faible pertinence.

Pour les faibles charges, le passage d'une nappe partiellement adhérente à une nappe bondissante peut être observée sur les différentes parties de la crête du déversoir PK-Weir (Machiels et al., 2009b). D'un autre côté, la crête amont de l'alvéole de sortie est également

fournie pour les faibles et fortes charges amont. Pour augmenter les charges, une section critique apparaît de l'aval le long de l'alvéole d'entrée.

I-3-3- Configuration géométrique du PK-Weir

Des tests préliminaires montrent la définition des formes géométriques de PK-Weir par :

- Sa dénomination de la touche de piano qui est due à la grande similitude de la forme de chacun (touche de piano et PK-Weir).
- Un radier incliné des alvéoles amont et aval, ce qui favorise l'utilisation des porte-à-faux.
- Grâce à l'utilisation des porte-à-faux, la longueur de la base est réduite
- Grâce à la forme rectangulaire, la largeur des éléments est réduite.
- Une surface réduite des murs latéraux. (La figure I-12).

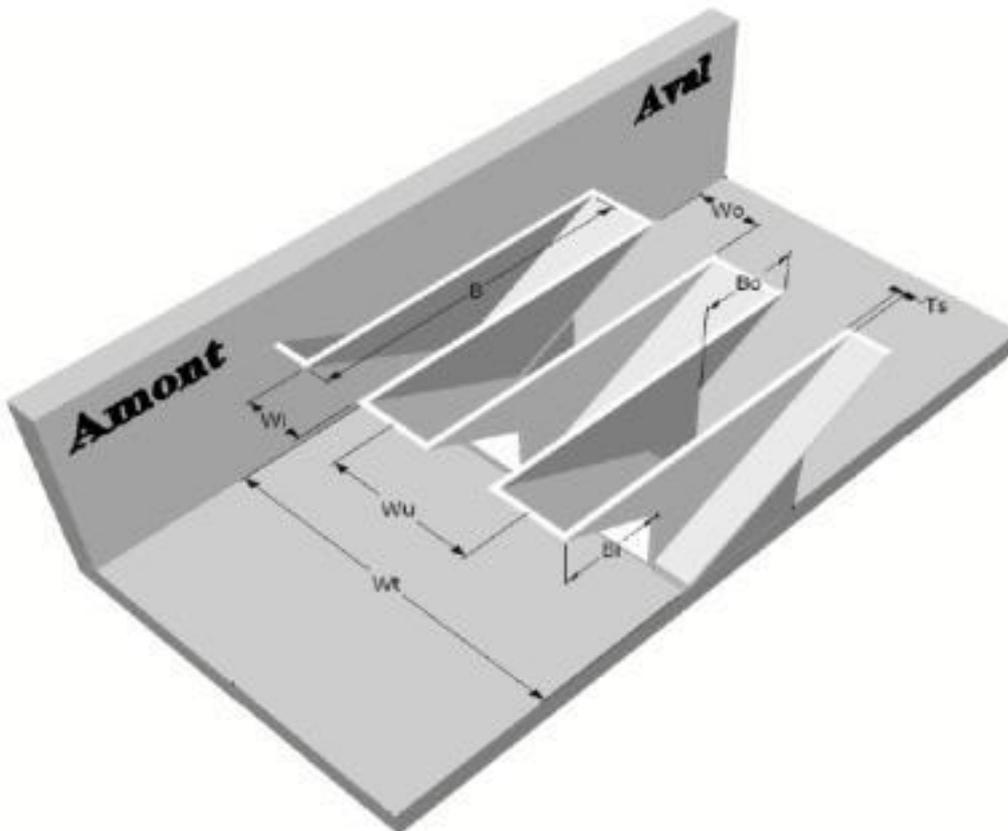


Figure (I-12) : Schéma d'un élément du déversoir en touche de Piano (PK-Weir)

- | | |
|--|-------------------------------------|
| - H : Hauteur maximale du PK-Weir. | c : Longueur du porte-à-faux amont. |
| - d : Longueur du porte-à-faux aval. | B : Longueur d'une paroi latérale. |
| - W : Largeur d'un cycle du déversoir. | a : Largeur de l'alvéole amont. |
| - W_t : Largeur total du déversoir. | b : Largeur de l'alvéole aval. |

La forme de déversoir en plan sait changer, pourtant, la forme la plus avantageuse correspond à la forme symétrique rectangulaire en plan comme présentée dans la figure (I-12).

La forme d'une telle forme en plan est totalement déterminée par la hauteur maximum H des Murs latéraux, la largeur des chambres amont et aval, la longueur des porte-à-faux, L'augmentation de longueur L/W , le nombre de cycles n , formant le déversoir et le rapport D'aspect vertical W/P .

I-3-4- Caractéristiques d'écoulement sur le PK-Weir

L'écoulement sur le PK-Weir se caractérise par un changement de la forme de la surface Libre de l'eau chaque fois que le débit ou la charge augmente (Bouredji et Ouamane, 2012).

I-3-4-1- Description de l'écoulement à faibles charges sur le PK-Weir

L'eau s'écoule librement à La longueur des parois du PK-Weir, Pour les faibles charges amont, créant ainsi un écran transparent sur toute la longueur des parois latérales (Figure I-12). La configuration géométrique du plan d'eau au voisinage et sur le seuil du PK-Weir se caractérise par trois parties distinctes. La première partie située en amont du seuil est définie par une surface plus au moins uniforme avec un écoulement bidimensionnel. Cette partie est suivit par une deuxième zone à l'entrée du PK-Weir ou on constate un rabattement du plan d'eau dans la partie amont des alvéoles aval (alvéoles de sortie) ou l'écoulement devient tridimensionnel, cependant, l'écoulement dans la partie amont des alvéoles amont (ou d'entrée) est considéré comme fluvial et bidimensionnel avec une surélévation du plan d'eau dans la partie aval. La troisième zone qui se place dans la partie aval des alvéoles de sortie se Définit par un écoulement trop perturbé au fond de l'alvéole.



*Figure (I-13) : Photo du plan d'eau à l'entrée du PK-Weir pour un faible débit
(Bouredji et Ouamane,2012)*

I-3-4-2- Description de l'écoulement à moyennes charges sur le PK-Weir

Quand la charge d'eau sur le PK-Weir augmente et devient moyenne par rapport à la hauteur du déversoir, le plan d'eau en amont du seuil reste presque horizontal. Par contre, le niveau d'eau dans les alvéoles de sortie augmente et la partie amont de ces dernières devient complètement submergée. Cependant, la surface du plan d'eau aux alentours du seuil du déversoir commence à être agitée et l'écoulement est toujours considéré comme fluvial. La partie supérieure qui est déterminée à partir des alvéoles d'entrée et de sortie définis par une nappe d'eau solidaire avec Une légère différence entre le niveau d'eau dans les deux types de alvéoles (figure I-14). Cependant, une surélévation du plan d'eau au-dessus des alvéoles d'entrée est constatée et l'écoulement dans les alvéoles de sortie est considéré comme torrentiel. Dans cette phase l'écoulement est supposé tridimensionnel perturbé. (Bouredji et Ouamane, 2012)



*Figure (I-14) : Photo du plan d'eau à l'entrée du PK-Weir pour un débit moyen
(Bouredji et Ouamane, 2012)*

I-3-4-3- Description de l'écoulement à grandes charges sur le PK-Weir

Pour les grandes charges, l'écoulement est caractérisé par une nappe d'eau solidaire avec une faible différence du niveau d'eau dans les alvéoles d'entrée et de sortie. Ainsi, l'écoulement sur le PK-Weir est considéré comme étant à la limite du passage à l'écoulement complètement submergé. Le plan d'eau au voisinage et sur le seuil du PK-Weir devient fortement agitée et l'écoulement n'est plus fluvial (Figure I-15).



Figure (I-15) : Plan d'eau à l'entrée du PK-Weir pour les grandes charges
(Bouredji et Ouamane, 2012)

I-3-5- Performance hydraulique du PK-Weir

Pour examiner le comportement et la performance de ce nouveau type de déversoir, plusieurs essais précis sur des formes choisies ont été donc réalisés à partir de l'année 2003 -2006 au Université de Biskra dans Laboratoire d'Aménagements Hydrauliques et Environnement. Selon Ouamane en 2006, ont montré que :

La base des performances hydrauliques de PK-Weir est la forme la géométrie à partir de laquelle les quatre éléments suivants sont dérivés : L / W , W / P , h^* / P , et a / b et la charge de fonctionnement, ils sont de première importance, et Le rendement du PK-Weir éventuellement affecté par les éléments d'importance secondaire résultant détails de construction, l'inclinaison du radier des alvéoles, également la forme d'entrée en dessous les porte-à-faux la longueur des murs latérales...

Plusieurs études sur PK-Weir ont été publiées ces dernières années. Grâce à des études, l'accent a été mis sur les travaux sur divers éléments géométriques pour obtenir l'aspect idéal de PK-Weir Tranquillité. Dans ce chapitre, nous présentons quelques Des études ont été menées sur ce type de barrage, démontrées dans l'équation (II.18) (Ouamane, 2006a) :

$$C_w = \left[\frac{D}{P}, \frac{W}{P}, \frac{L}{W}, \frac{b}{a}, \frac{c}{d}, \frac{h^*}{P}, \frac{t}{P}, \frac{R}{P} \right] \quad (\text{II.18})$$

I-3-5-1- Effets des principaux paramètres géométriques

- **Longueur relative, L/W**

Selon Ouamane et Lempérière en 2006, L/W a un but fondamental sur le rendement de PK-Weir. Cette efficacité est en activité de l'augmentation ou de la diminution de la Longueur de la crête. L'augmentation de deux fois du L/W permet de développer le débit de 50% pour les

charges relatives $H^*/P < 0.4$. Concernant les grandes charges, l'efficacité du PK-Weir diminue remarquablement.

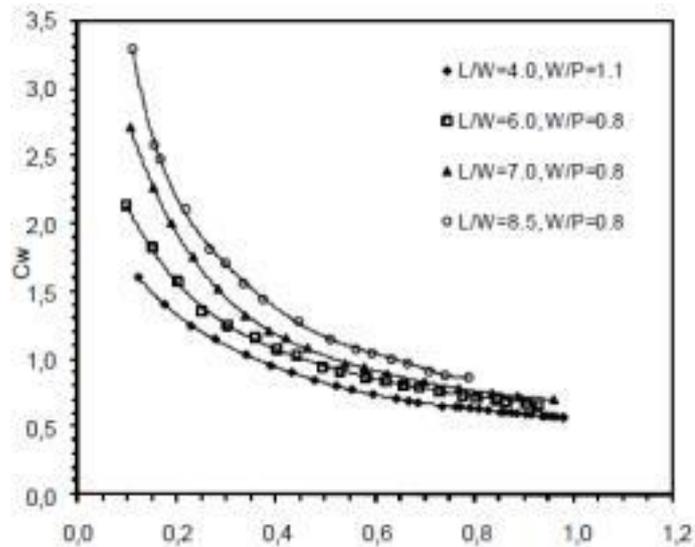


Figure (I-16) : Coefficient de débit en fonction du ratio L/W (Ouamane, 2006b).

Économiquement et hydrauliquement, lorsque ce rapport est de peu de valeur, la conception de PK Weir deviendra plus acceptable et plus rentable (Ouamane, 2006b). Vérifier l'effet de l'augmentation du pic sur l'immersion PK-Weir, d'autres tests ont été effectués sur deux modèles Am1 et Am2, le premier modèle avait un rapport $L / W = 3,85$ et le second Rapport $L / W = 5$. Les résultats ont montré que le rapport L / W n'avait aucun effet sur la noyade PK-Weir (Ouamane A, Belaabed F 2011) Figure (I-17).

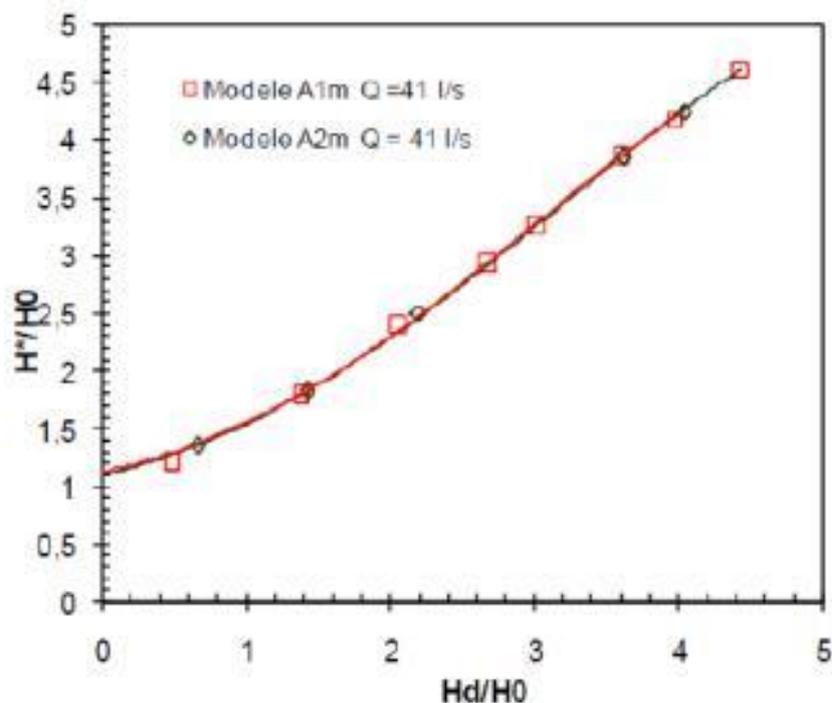


Figure (I-17) : La charge relative amont en fonction de la charge relative aval

- **Impact de la largeur des alvéoles a et b**

L'effet de la présentation des cellules en amont et en aval a été étudié par de nombreux Les chercheurs de Ouamane ont confirmé en 2006 que pour des charges relatives inférieures à 0,5, la rentabilité de PK-Weir devient de plus en plus claire lors de l'affichage des alvéoles. Le sommet de l'amont est plus grand que la forme de la cellule en aval la figure (I-18). Un grand nombre de modèles avec une large gamme de b/a entre $0.5 < b/a < 2.5$ testé pour trouver la configuration optimale pour la conception de PK-Weir.

Les résultats obtenus ont montré que la valeur optimale se rapproche de $b/a = 1,5$ (Ouamane et Lempérière 2006, Leite Ribeiro 2012c et Machiels et al 2010).

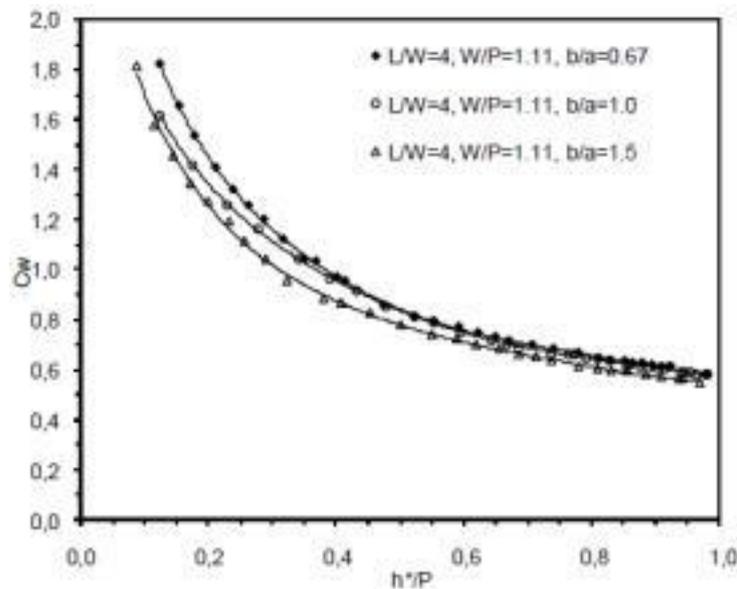


Figure (I-18) : Coefficient de débit en fonction de la largeur des alvéoles (Ouamane, 2006b).

- **Rapport d'aspect vertical W/P**

Pour tester l'effet de la différence de hauteur PK-Weir sur le rendement, Plusieurs configurations ont été testées. Résultats des essais (Ouamane, 2006b) Elle a été réalisée sur trois modèles PK-Weir de même largeur et de cycle différent Les hauteurs indiquent que le facteur de débit dépend du paramètre W / P la Figure (I-19).

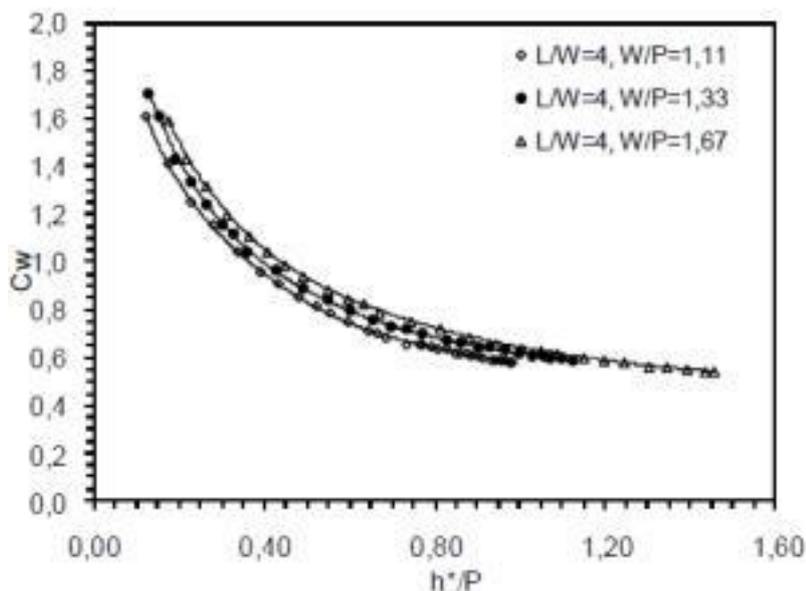


Figure (I-19) : Coefficient de débit en fonction du rapport de l'aspect vertical W/P (Ouamane, 2006b).

Machiels & al. (2012) ont recommandé que le déversoir soit conçu avec le ratio ($P/W_u \approx 1,33$), Cette sélection offre un rendement plus élevé (environ 30%) que les barrages de faible hauteur, Pour les nouveaux projets de barrages. Il peut être aussi incorporé aisément dans la structure du barrage. Pour ce qui est des projets de réhabilitation, une valeur de ratio ($P/ W_u \approx 0,5$) est on mesure de proposer un mieux rendement.

- **Impact de la longueur des porte-à-faux**

Les résultats des tests expérimentaux menés par Ouamane (2006b) sur trois différentes configurations de PK-Weir :

PK-Weir avec des porte-à-faux plus longs en amont qu'en aval.

PK-Weir avec des porte-à-faux amont et aval identiques.

PK-Weir avec seulement des porte-à-faux en amont

Il a été démontré que le cas sans porte-à-faux aval ($B_i / B_o = 0$) a un rendement plus élevé que les modèles avec porte-à-faux aval. En revanche, l'efficacité de l'arrangement avec une proéminence symétrique ($B_i / B_o = 1$) est supérieure à celle de la proéminence asymétrique (Figure I-21). À cette fin, un modèle sans cantilever en dessous du cours d'eau peut être considéré comme une solution pour les grands débits spécifiques (Ouamane et al, 2006).

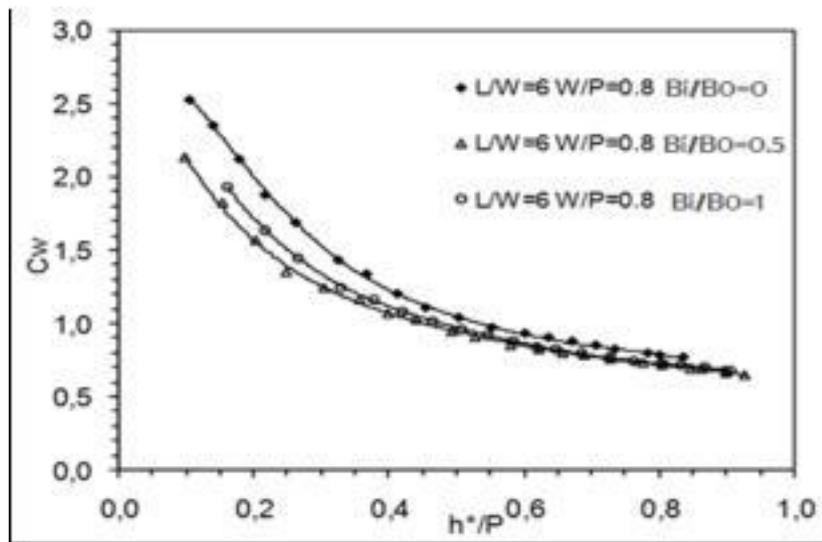


Figure (I-20) : Coefficient de débit en fonction de la longueur des porte-à-faux (Ouamane et al, 2006)

• **Impact des corps flottants**

Le travail de PK-Weir a été étudié en présence d'objets flottants. Ça Les résultats montrent que pour les faibles charges, les objets flottants sont en Les vésicules inférieures restent obstruées jusqu'à ce que la grosseur moyenne soit d'environ $0,4 H^* / P$. De cette charge les corps flottants débutent à sortir systématiquement vers l'aval (Ouamane, 2006). Leur effet peut réduire le débit de PK-Weir d'environ de 10 % quand la profondeur de la lame déversant est entre 1 ou 2 mètres. Ce phénomène de la réduction a été déjà observé dans le type de Creager

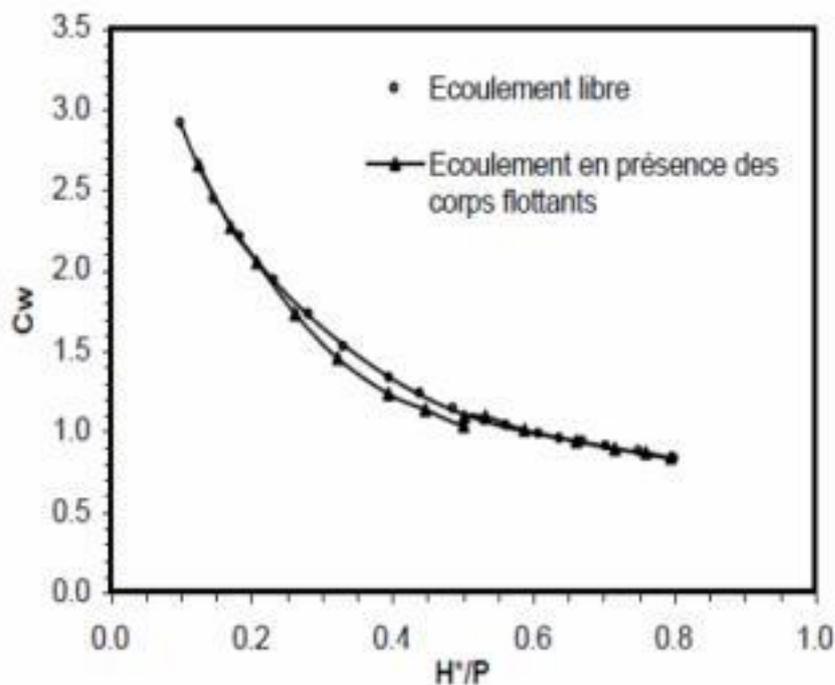


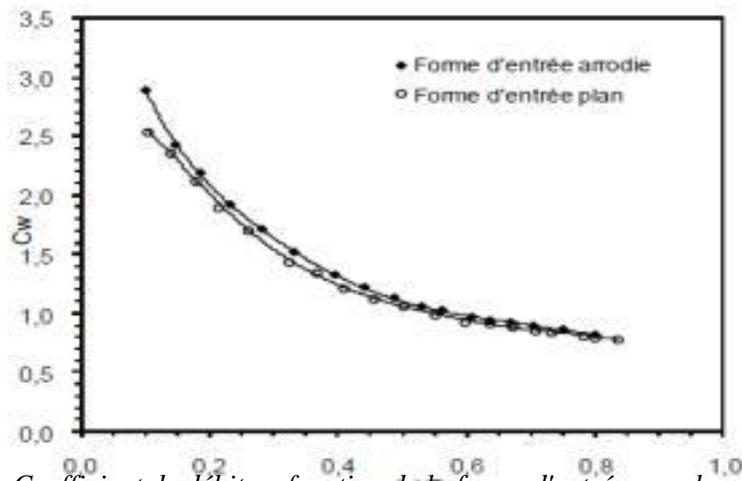
Figure (I-21) : Fonctionnement du PK-Weir avec la présence des corps flottants

- **Effet de la forme d'entrée**

La forme d'entrée peut concerner deux zones bien définies de PK-Weir, la première est liée au profil du mur sous le porte-à-faux amont (forme plate ou profilé) et le second à la forme du radeau à l'entrée du PK-Weir (le radeau du canal est inférieur à celui à l'entrée PK-Weir ou au même niveau).

1. Sous les porte-à-faux amont

Une meilleure conception de forme hydraulique dans la partie verticale sous les porte-à-faux amont qui ressemblent aux rainures murées, augmente l'efficacité de PK-Weir. Outre les avantages de cet amendement, il ne nécessite pas de dépenses supplémentaires importantes (Ouamane, 2006b) La figure (I-23).



Figure(I-22) : Coefficient de débit en fonction de la forme d'entrée sous les porte-à-faux (Ouamane, 2006b).

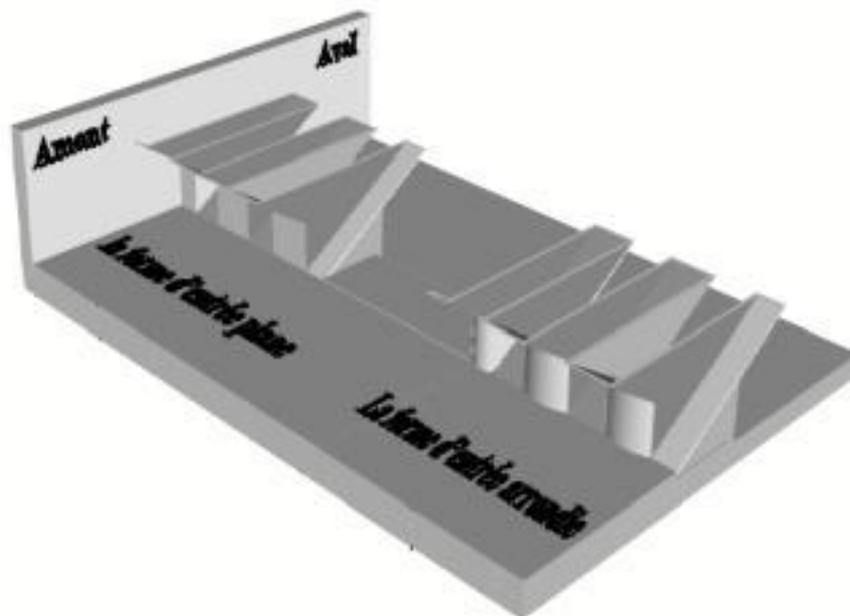


Figure (I-23) : Différents aspects de la forme sous les porte-à-faux.

2. Au pied du déversoir

Les conditions d'approche peuvent affecter les performances de PK-Weir. Ainsi, deux cas d'élimination des conditions de l'approche ont été examinés par Belaabed en 2011 et Bouredji en 2012 :

- a- Site PK-Weir sur la radier du canal.
- b- Site PK-Weir sur socle pour simuler un barrage en béton.

Ces deux conditions de site (figure(I-25)), montrent que la performance du déversoir diminue quand le PK-Weir est sur socle (Belaabed et al. 2011).

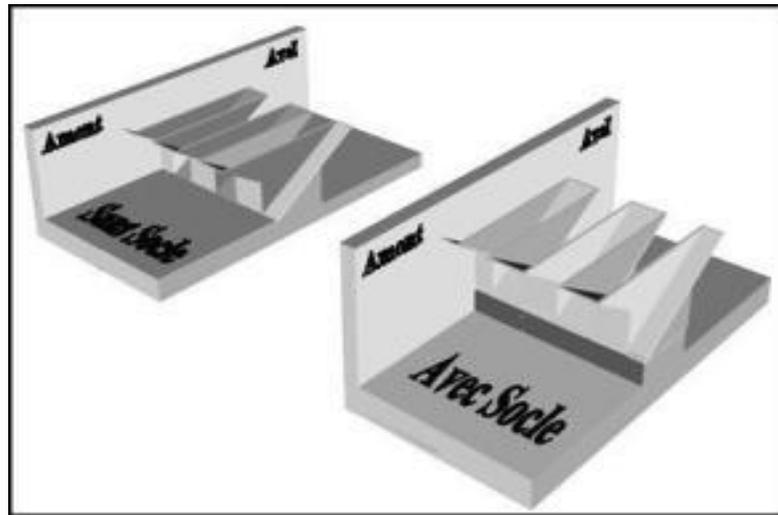


Figure (I-24) : Emplacement avec et sans socle.

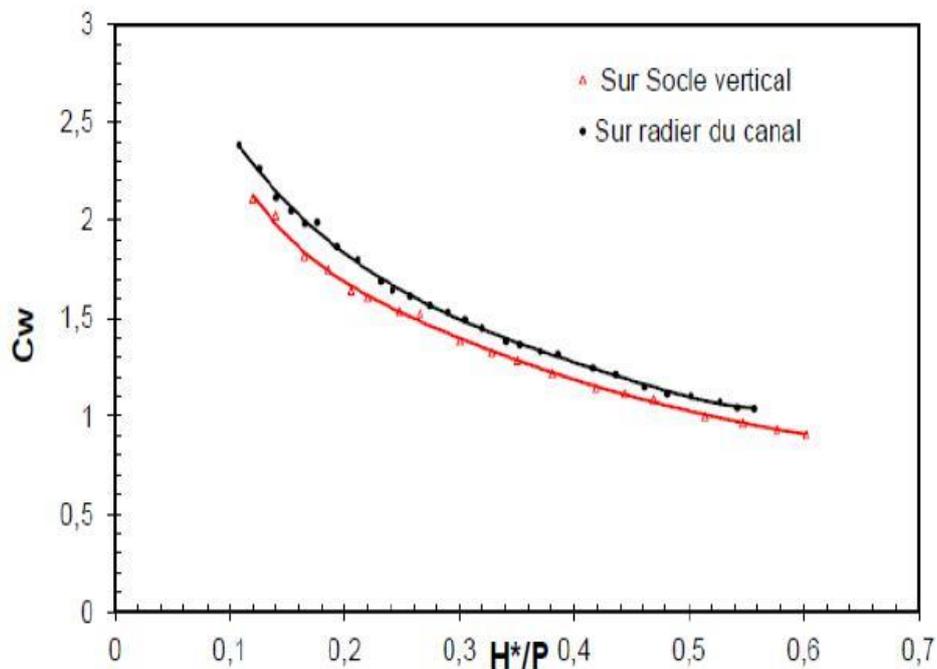


Figure (I-25) : Fonctionnements du PKW avec les deux d'emplacements.

Le deuxième cas a été implémenté pour vérifier l'effet de la forme du socle sur les performances de PK-Weir. Pour cela, trois types de socle en amont ont été étudiés : base arrondie, socle inclinée et socle verticale.

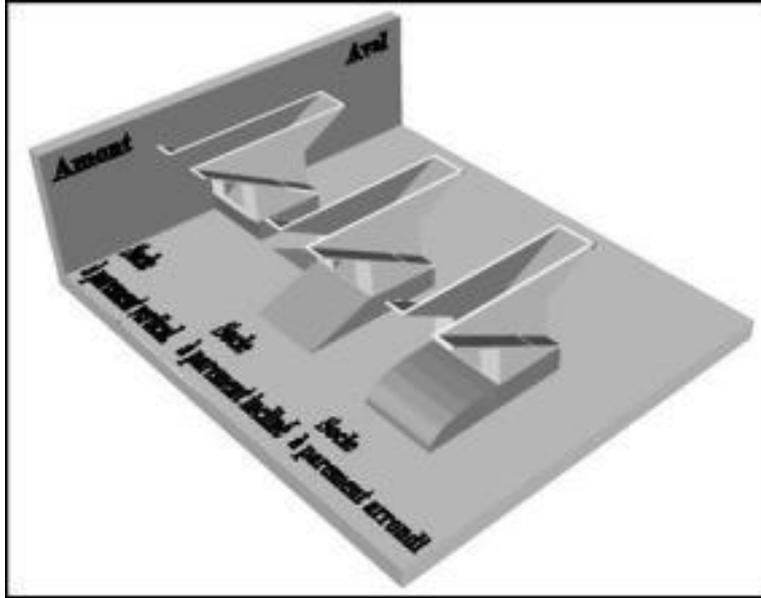


Figure (I-26) : Les formes d'entrée au pied amont du déversoir.

Les conséquences empiriques obtenus sur ces trois formes (Figure (I-27)), ont montré que le modèle d'entrée au pied e l'autel a un effet très faible voire même négligeable sur la performance du PK-Weir (Ouamane, Belaabed, 2011).

- I.4. Conclusion

L'étude bibliographique a montré que les déversoirs à écoulement libre se divisent en deux groupes, les déversoirs rectilignes et les déversoirs non rectilignes. Les déversoirs non rectilignes regroupent, les déversoirs en labyrinthe, les déversoirs en touches de piano (PK-Weir) et les hausses fusibles.

Les déversoirs labyrinthe sont caractérisés par leurs différentes formes de rectangulaire, triangulaire et trapézoïdale, l'écoulement passe sur le déversoir en labyrinthe selon quatre phases en fonction de la charge sur ce dernier : Phase complètement aérée, partiellement aérée, de transition et la phase déprimée. Sa performance est dépendante de paramètres adimensionnels suivants H/P , L/W , W/P , qui dérivent de la forme du déversoir.

Le déversoir PK-Weir développé par A. Ouamane et F. Lempérière est une nouvelle forme correspondant à une amélioration technique et économique du déversoir en labyrinthe de forme rectangulaire. Grâce au radier inclinés du PK-Weir qui permettent la conception des porte-à-faux, la longueur de la base du PK-Weir est réduite ce qui permet son utilisation sur les sommets des barrages poids, ce qui n'est pas le cas pour le déversoir en labyrinthe.

Chapitre II

Théorie de la vitesse d'écoulement à
surface libre

CHAPITRE II

Théorie de la vitesse d'écoulement à surface libre

II.1. Définition

La vitesse d'écoulement est la vitesse à laquelle l'eau se déplace dans son canal. En général, l'unité de vitesse est le mètre par seconde (m/s). La vitesse de l'écoulement est dépendante de la pente du canal. Par conséquent, la vitesse est élevée lorsque la pente du tronçon du canal est raide ; Il est faible lorsque la portée est relativement plate.

II.2. Distribution des vitesses dans une section transversale du cours d'eau

La vitesse d'écoulement n'est pas uniforme dans une section transversale du canal. Elle varie à la fois dans les directions horizontales et verticales. En règle générale, la vitesse est plus élevée au milieu du cours d'eau près de la surface et plus basse le long du lit et proche des berges en raison du frottement. La répartition des vitesses dans la section transversale dépend des conditions amont et aval du canal.

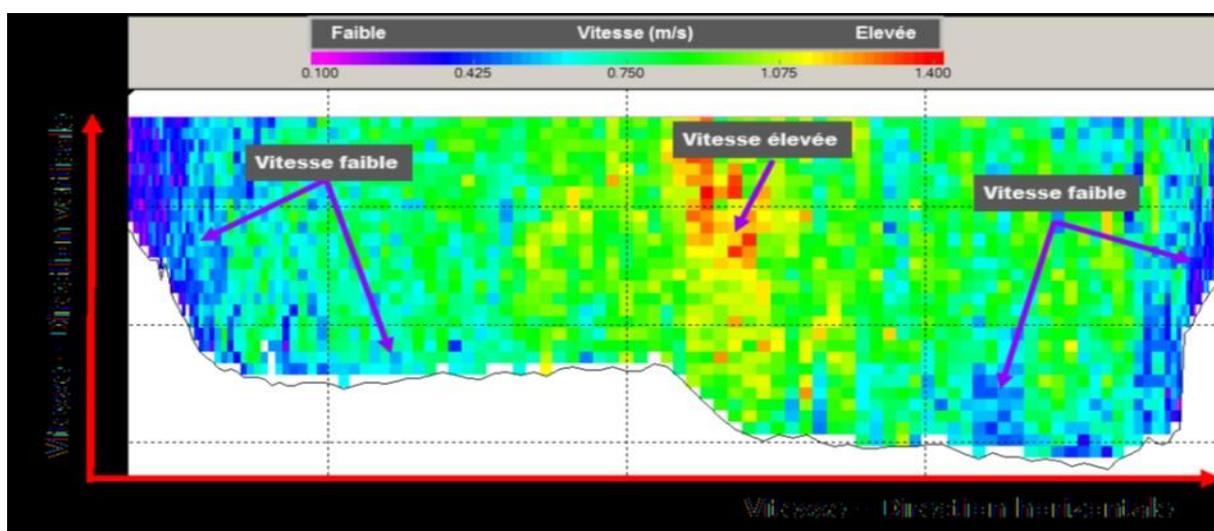


Figure 2.1 : Exemple de distribution de vitesse dans une section transversale d'un cours d'eau

Il est à noter qu'il n'est pas possible de mesurer directement la vitesse moyenne d'écoulement dans une section transversale. La distribution de la vitesse d'écoulement en section transversale ne peut être déterminée qu'en mesurant les vitesses sur des sections prédéfinies ou dans des cellules de profondeur verticale.

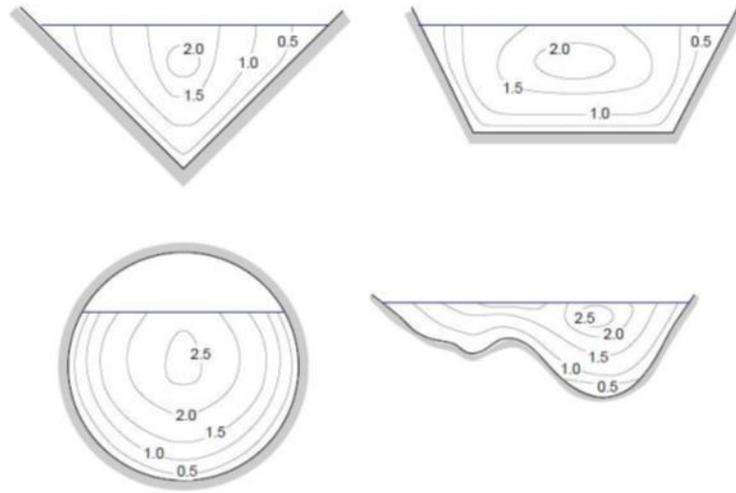


Figure-2.2 : la vitesse n'est pas constante dans la section et est maximale à approximativement 25% en dessous de la surface libre.

La théorie et la modélisation des composants hydrauliques montrent que pour un écoulement non turbulent, la vitesse varie généralement paraboliquement sur la position verticale comme le montre la figure 2.3. Nous appelons cela le profil de vitesse typique.

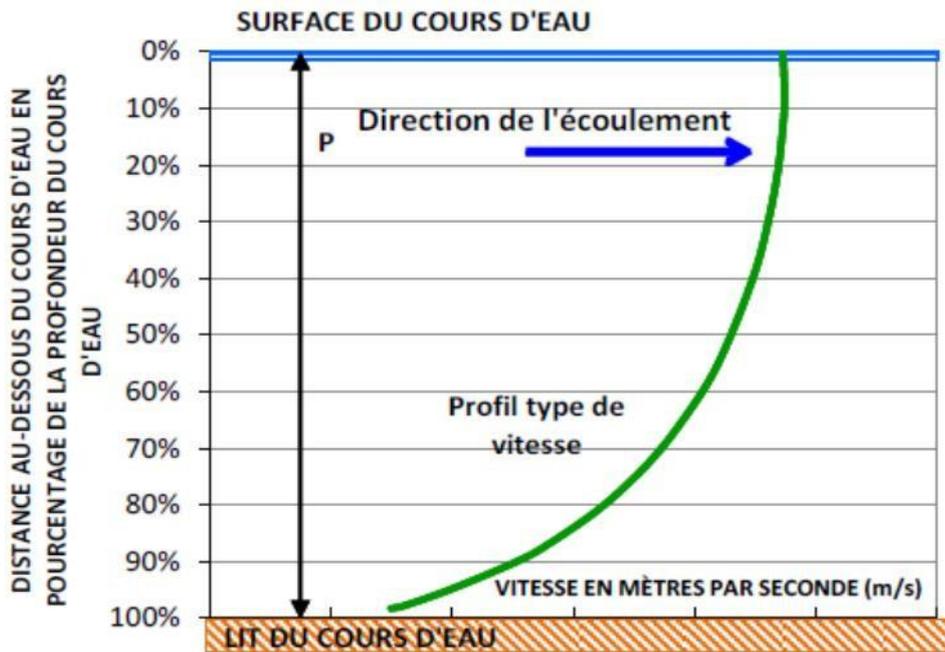


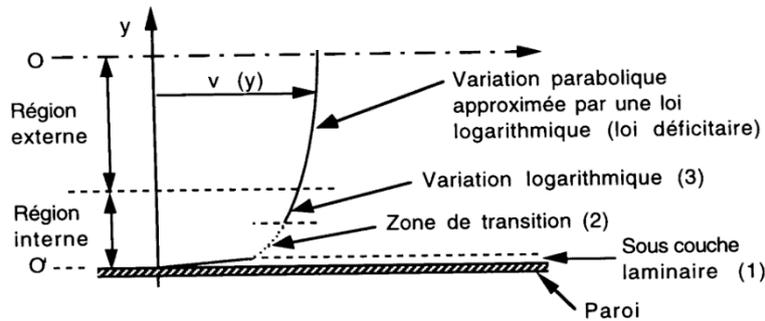
Figure 2.3 : Profil type (idéal) de vitesse le long d'une verticale.

II.3. Détermination du profil de vitesse

Compte tenu des remarques précédentes, il est ainsi justifié d'admettre que pour un écoulement le long d'une surface les tensions totales sont souvent exprimées par les tensions dues à la turbulence :

$$\tau_{xz} = (\tau_{\text{force de viscosité}} \approx 0) + \tau_{\text{force de turbulence}} \quad (\text{II.1})$$

$$\tau_{xz} = \rho \varepsilon \frac{\partial \bar{u}}{\partial z} = \rho l^2 \left(\frac{\partial \bar{u}}{\partial z} \right)^2 \quad (\text{II.2})$$



En admettant que la longueur de mélange l peut s'écrire suivant Prandtl de la façon suivante : $z.l \kappa =$ ou κ est la constante de Karman valable près de la paroi (dans la zone dite interne).

On a près de la paroi :

Après intégration, on a : $\bar{u}(z) = A \cdot \ln(z) + B \quad (\text{II.3})$

Bien que la relation précédente ne soit valable que dans la zone interne, les expériences montrent une assez bonne concordance sur toute la profondeur d'eau du canal. La distribution de la vitesse suivant la verticale pour un écoulement turbulent est logarithmique. Les constantes numériques sont obtenues par de nombreuses expériences pour les écoulements uniformes. Pour les écoulements non-uniformes, ces constantes sont légèrement différentes.

II.4. Représentation du profil de la vitesse 1D, 2D et 3D

Un écoulement permanent dépend généralement de trois variables x , y et z . On l'appelle écoulement tridimensionnel. Pour un canal, l'écoulement est représenté par la figure suivante :

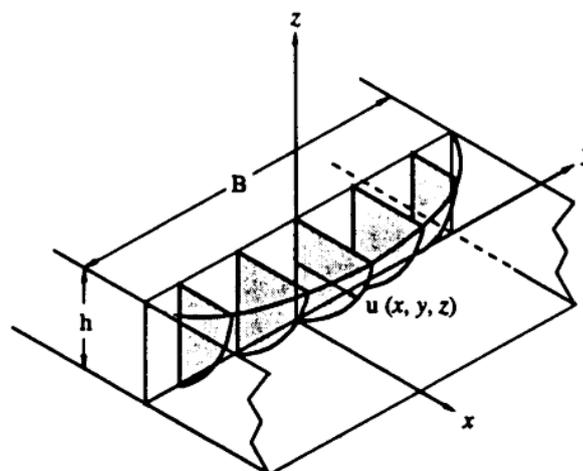


Figure 2.4 : Représentation de la répartition de la vitesse en 3D

Si le canal a une largeur B, importante par rapport à la profondeur h, l'écoulement est considéré bidimensionnel, sauf sur une petite distance proche des parois verticales.

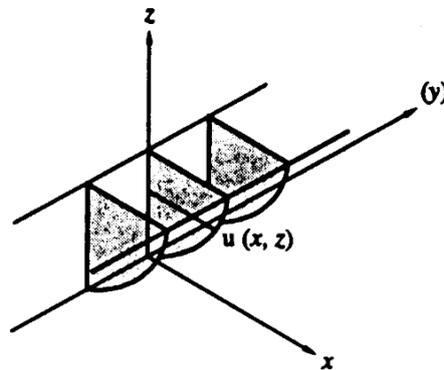


Figure 2.5 : Représentation de la répartition de la vitesse en 2D

Les calculs en hydraulique sont considérablement facilités si on admet que l'écoulement est unidimensionnel. On utilise donc la vitesse moyenne. Dans les canaux de géométrie simple, on ne rencontre généralement que des écoulements turbulents où la vitesse ponctuelle diffère peu de la vitesse moyenne.

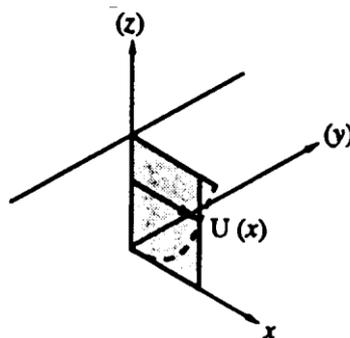


Figure 2.6 : Représentation de la répartition de la vitesse en 1D

II.5. Vitesse moyenne dans une section de canal

Dans l'hypothèse de base de l'écoulement uniforme, on suppose que la vitesse qui règne dans l'écoulement corresponde à la vitesse moyenne et la distribution des vitesses au sein d'une section reste constante d'une section à l'autre. Mais au sein d'une section la vitesse peut varier d'un point à l'autre

1. La vitesse moyenne en canal :

$$U=Q/S \quad (II.4)$$

- Cependant, la distribution de vitesse n'est pas uniforme dans la section transversale du cours d'eau.

$$U = \frac{1}{h} \int_0^h V \cdot dh \quad (\text{II.5})$$

Équation 1D

$$U = \frac{1}{S} \iint_S V \cdot dS \quad (\text{II.6})$$

Équation 2D

Cependant, plusieurs relations empiriques ont été proposées par des différents auteurs, on peut cité quelques unes :

- $V = 0,82 V_{mMax}$ (Prony)
- $V = 0,5 (V_{m0,2} + V_{m0,8})$ (USGS)
- $V \approx V_{m0,4}$ (cf. Graf, 1996)

II.6. Calcul de la vitesse de l'écoulement dans un cours d'eau selon Chézy

Selon la Formule de Chézy :

$$V = C \sqrt{Rh \cdot i} \quad (\text{II.7})$$

II.6.1. Détermination du coefficient C de Chézy par la formule de Ganguillet – Kutter

La formule de Ganguillet – Kutter (1869) exprime le coefficient C de Chézy en fonction de la pente J ou i du canal, du rayon hydraulique Rh et du coefficient de rugosité n. Elle a été élaborée à partir de mesures expérimentales effectuées sur divers types de canaux et Rivières naturelles :

$$C = \frac{23 + \frac{0,00155}{J} + \frac{1}{n}}{1 + \left(23 + \frac{0,00155}{J}\right) \frac{n}{\sqrt{Rh}}} \quad (\text{II.8})$$

Le paramètre n de la relation (II-7) est appelé "paramètre de Kutter n". Bien que la relation (II-7) semble quelque peu compliquée, elle donne des résultats satisfaisants dans une certaine mesure. Plusieurs auteurs proposent de supprimer le terme contenant la pente J, afin de simplifier la forme de l'équation. On voit déjà que le limite $0,00155 / J$ n'a pas d'effet expressif sur la valeur du coefficient C, pour la même valeur du coefficient de rugosité n et du rayon hydraulique Rh. Rh = 1,20m et, n = 0,01, C ne subit en fait aucun changement en une large gamme de valeurs de J : $102 \leq C \leq 103$ lorsque $0,00005 \leq J \leq 0,01$.

II.6.2. Détermination du coefficient C de Chézy par la formule de Bazin :

Bazin (1897) considère que la valeur du coefficient C de Chézy dépend du rayon hydraulique Rh mais ne dépend pas de la pente J du canal. Le coefficient C peut alors être déterminé par la relation :

$$C = \frac{87}{1 + \frac{m}{\sqrt{Rh}}} \quad (\text{II.9})$$

Avec, m est le coefficient de rugosité en fonction de la nature du matériau constitutif du canal considéré et dont la valeur est tabulée. Les valeurs de m sans mesure commune avec celles correspondant au coefficient de rugosité n'apparaissent dans la relation (II.10) de Ganguillet - Kutter et ceci pour le même matériau. A titre indicatif, dans le cas d'un canal de ciment lisse, les tableaux de valeurs montrent que $m = 0,11$ et $n = 0,01$.

La formule Bazin a été développée à l'origine pour les micro-canaux, donc sa généralisation ne donne pas des résultats aussi bons que ceux obtenus par la formule Ganguillet - Kutter.

II.6.3. Détermination du coefficient C de Chézy par la formule de Powell :

Powell (1950) a proposé une relation de type logarithmique en calculant le paramètre C de Chézy, mais est explicitement présenté :

$$C = -23,2 \log \left(\frac{1,811 C}{R} + \frac{\varepsilon}{R_h} \right) \quad (\text{II.10})$$

" log " désigne le logarithme décimal, R est le nombre de Reynolds, ε est la rugosité absolue des parois du canal. A l'origine, la formule de Powell a été présentée en unité anglaise et les constantes figurant dans la relation (II-8) sont alors différentes et beaucoup plus simples :

$$C = -42 \log \left(\frac{C}{4R} + \frac{\varepsilon}{R_h} \right) \quad (\text{II.11})$$

En revanche, pour les canaux lisses, l'effet de rugosité est si faible que la relation (II-11) peut être écrite.

$$C = -42 \log \left(\frac{C}{4R} \right) \quad (\text{II.12})$$

II.7. Calcul de la vitesse de l'écoulement dans un cours d'eau selon Manning-Strickler :

À partir de la loi du débit volume et la formule de Manning-Strickler :

$$V = Q/S \quad (\text{II.13})$$

Ainsi, la vitesse est donnée par la relation suivante de Manning-Strickler

$$U = K_s R_h^{2/3} \sqrt{J} = K_s R_h^{2/3} \sqrt{I} \quad (\text{II.14})$$

Tableau II.1 : Coefficient de Strickler en fonction de la nature du matériau du cours d'eau

Nature des parois	Valeur de K en $m^{1/3}/s$
Béton lisse	75
Canal en terre, non enherbé	60
Canal en terre, enherbé	50
Rivière de plaine, sans végétation arbustive	35-40
Rivière de plaine, large, végétation peu dense	30
Rivière à berges étroites très végétalisées	10-15
Lit majeur en prairie	20-30
Lit majeur en vigne ou taillis	10-15
Lit majeur urbanisé	10-15
Lit majeur en forêt	<10

Dans le cas d'un chenal de fond de gravier et de berges, formules Un guide expérimental peut être créé :

1- Formule de Meyer-Peter et Müller : $K=26/d_{90}^{1/6}$

2- Formule de Raudkivi : $K=24/d_{65}^{1/6}$

3- Formule de Strickler : $K=21/d_{50}^{1/6}$

K est exprimé en $m^{1/3}/s$ et d_n désignent le diamètre (en mètres) des granulats du lit de sorte que leur diamètre soit n% du poids plus petit. Ainsi, d_{90} représente les grains les plus gros ou à peu près les plus gros. d_{50} est le diamètre Moyenne.

En commençant par la formule de Chézy et le paramètre du coefficient C ci-dessus, nous obtenons la formule classique mais très importante de Manning-Strickler.

En considérant $C = k$, la vitesse est donnée par la relation suivante :

$$V = K \cdot R^{2/3} \cdot J^{1/2} \quad (\text{II.15})$$

La relation (II-11) a été modifiée par plusieurs auteurs pour s'écrire, en unité métrique :

$$V = \frac{1}{n} R_h^{2/3} \sqrt{J} \quad (\text{II.16})$$

(n selon Manning-Strickler $1/n = k$).

La conversion en unité anglaise de la relation (II-11) donne :

$$V = \frac{1,486}{n} R_h^{2/3} \sqrt{J} \quad (\text{II.17})$$

Dans cette transformation, la valeur numérique du coefficient de rugosité n reste inchangée et la même valeur est utilisée dans les deux systèmes unitaires. Comme requis dans la figure de relation (II.15), le paramètre n doit avoir la dimension $[TL^{-1/3}]$. Cependant, il apparaît physiquement injustifié d'intervenir après le temps T dans une rugosité unitaire car cela ne

devrait dépendre que de la nature du matériau constituant les parois du canal considéré. Pour cette raison, certains auteurs ont déclaré que le numérateur de la relation (II.15) devrait contenir le terme g , où g est l'accélération de la pesanteur, donnant n la dimension $[L^{1/6}]$. De plus, on montre que le module de rugosité n peut s'écrire

$$n = [\phi(R_h / \varepsilon)] \varepsilon^{1/6} \quad (\text{II.18})$$

Où ε est la rugosité absolue. Si la fonction $\phi (R_h / \varepsilon)$ doit être considérée comme étant adimensionnelle, le coefficient de rugosité n doit alors avoir la même dimension que $\varepsilon^{1/6}$, c'est à dire $[L^{1/6}]$. Hager (1989) a pu montrer que la rugosité absolue ε et le coefficient k de Strickler sont liés par la relation :

$$\frac{k \varepsilon^{1/6}}{8,2\sqrt{g}} = 1 \quad (\text{II.19})$$

D'autre part, il est également possible d'admettre que le terme $1,486/n$ figurant dans la relation (II.17) peut implicitement contenir la dimension $[L^{1/3}T^{-3}]$, ou $\phi (R_h / \varepsilon)$ contient un facteur à une dimension. Cela rend le paramètre n sans dimension. Dans cette dernière condition, la conversion en une unité anglaise à la constante $(3,2808)^{1/3} = 1,486$, puisque $1 \text{ m} = 3,2808 \text{ ft}$. Si l'on considère que la dimension de n est $[L^{1/6}]$, alors sa valeur numérique en unité anglaise doit différer de sa valeur en unité métrique, sauf si le facteur de correction ou de compensation est pris en compte. Si n est la valeur du coefficient de rugosité en unités métriques et n' en unité anglaise, alors on peut écrire $n' = (3,2808)^{1/6} n = 1,219 n$. Lorsque la formule de Manning est convertie d'une métrique à une unité anglaise, la constante dans l'expression résultante est

$$(3,2808)^{1/3+1/6} = \sqrt{3,2808} = 1,811 \text{ et après cela, la dimension } n \text{ est } [L^{1/6}].$$

En raison de sa forme profilée et des résultats satisfaisants qu'elle obtient, la formule de Manning-Strickler est celle qui est la plus largement utilisée pour les écoulements réguliers dans les canaux ouverts.

Plusieurs applications ont montré que les valeurs du n de Manning et du n de Kutter sont pratiquement identiques lorsque la pente du chenal est supérieure ou égale à 0,0001 pour un rayon hydraulique d'environ 0,30 m à 9 m.

En comparant la formule de Manning-Strickler, exprimée en unités métriques, à la formule de Chézy, on peut écrire $C = (1/n)R^{1/6}$. Ainsi, la formule de Manning-Strickler est souvent vue comme une variante de la formule de Chézy.

Plusieurs études, dont l'étude de Bazin sur les canaux artificiels, ont montré que l'exposant R_h ne sera pas égal aux $2/3$ comme suggéré par Manning, mais sa valeur moyenne se situe

entre 0,6499 et 0,8395 selon la forme et la rugosité du canal. Des études proposent de prendre la valeur 3/4 de la puissance R_h , tandis que Blench (1939) considère le coefficient C comme une variable dépendant non seulement de n mais aussi de R_h et dont l'exposant dépend à son tour de n et R_h ; C'est la formule dite de Pavlovsky (1940) qui s'exprime, en unités métriques, par :

$$C = (1/n)R_h^y$$

où $y = 2,5\sqrt{n} - 0,13 - \frac{3}{4}\sqrt{R_h}(\sqrt{n} - 0,10)$. (II.20)

La relation (II.20) est applicable pour les rayons hydrauliques entre 0,10 m et 3 m et pour n entre 0,011 et 0,04. Des relations approximatives ont également été proposées pour calculer l'exposant : $y = 1,5\sqrt{n}$ pour $R_h < 1$ m et $y = 0,3\sqrt{n}$ pour $R_h > 1$ m.

De plus, l'application de l'équation de Manning-Strickler, telle que la formule de Ganguillet-Kutter, dépend de la valeur du paramètre n . Il n'y a pas de méthode précise pour évaluer n . L'évaluation de n est la même que l'estimation de la résistance à l'écoulement dans un canal donné, ce qui demande beaucoup d'expérience et de pratique. En se référant à la bibliographie, plusieurs auteurs ont conclu que pour estimer n les étapes suivantes sont nécessaires :

1. Déterminer et évaluer l'influence des paramètres pouvant influencer le paramètre n , tels que la présence de végétation dans le chenal, la granulométrie moyenne du matériau formant les parois du chenal, l'irrégularité du chenal due à la présence de coudes ou même une légère différence dans la section transversale de l'écoulement, etc...
2. Consultez les tableaux de n valeurs déjà évaluées pour les canaux de différents types.
3. Vérifiez et renseignez-vous sur l'état physique des canaux existants, pour lesquels la valeur de n a déjà été déterminée.
4. Détermination de la valeur de n par une approche analytique basée sur la distribution théorique de la vitesse dans les sections efficaces de l'écoulement.

II.8. Etude de la composante de vitesse en amont du PK-Weir

Le premier travail sur la répartition des vitesses en amont du PK-Weir a été réalisé à l'université de Roorke en Inde sous la direction du Professeur Sharma. Ce travail qui représente une étude préliminaire de la répartition de la vitesse en amont du PK-Weir a été réalisé dans un canal à section rectiligne sans contraction.

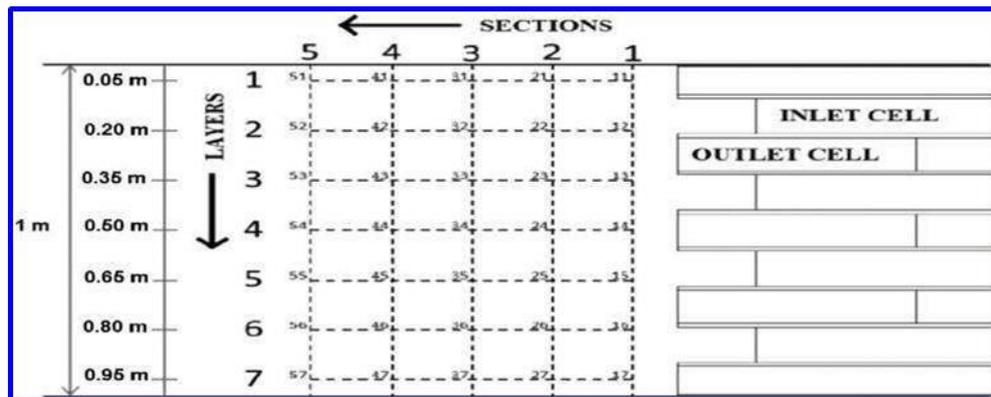


Figure 2.7 : Disposition de la grille dans l'espace en amont du déversoir de Piano Key

Pour ce faire, un maillage 3D imaginaire a été formé dans l'espace disponible en amont du PK-Weir. Cette grille a été divisée en 5 sections dans la direction x, 7 couches dans la direction y et 15 niveaux dans la direction z. Les mesures de vitesse ont été prises sur les nœuds de cette grille à l'aide d'un Courantomètre acoustique à effet Doppler (ADV). L'ADV a été équipé d'un chariot qui peut se déplacer le long de la rampe mobile et sur les rails latéraux fixes du canal. La rampe peut également se déplacer le long des rails latéraux afin de se déplacer dans la position souhaitée. La position le long de la direction z a été ajustée à l'aide du vernier, par lequel l'ADV était relié au chariot. La position le long de la direction y a été ajustée en déplaçant le chariot le long de la rampe mobile. La position le long de la direction z a été ajustée par une rampe mobile elle-même le long du côté fixe (également le long de la direction de l'écoulement). La disposition du plan et de la section de la grille formée est comme indiqué dans la figure (II-10) et la figure (II-11).

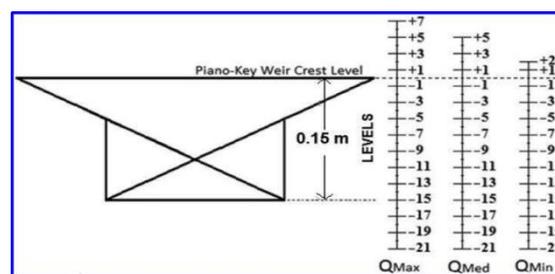


Figure 2.8: Profondeurs (Niveaux) des nœuds où les mesures de vitesse

Tableau.2 : Données de base de la conception préliminaire (Kharagprasad Village, Odisha (Inde)).

Niveau du lit de la rivière	53,5 m
Niveau d'eau le plus bas	54,0 m
Niveau d'inondation le plus élevé (HFL)	58,0 m
Niveau moyen des berges 62,0 m Longueur du bief amont	20 km
Débit de conception pour une forte crue	2818 m ³ /s
Débit de conception pour un faible débit	54 m ³ /s
Largeur de la voie d'eau	500 m
Pente moyenne du chenal	

Tableau II.3 : Analyse préliminaire de la conception du déversoir en Touches de Piano.

Hauteur du déversoir en touches de piano	4,5 m
Niveau de la crête du déversoir en touches de piano 58 m	
Hauteur au-dessus de la crête du P K-Weir pour un débit d'une forte crue.	1,4 m
Niveau d'eau maximum sur le PK-Weir.	59,4 m
Hauteur au-dessus de la crête sur le PK-Weir pour le faible débit.	5,56
Niveau d'eau minimum sur le PK-Weir.	58,05 m

Comme l'illustrent Wang et al. (2011), les mesures de vitesse obtenues avec le SONTEK ADV, se situent à 5 cm en dessous du capteur acoustique (de l'ADV) avec un volume de sonde de 0,09 cm³. Avec une fréquence de 25 Hz, une durée d'enregistrement de 40 secondes a été prise pour 1000 mesures nécessaires pour satisfaire aux conditions de moyenne temporelle. Une condition de filtrage du rapport signal/bruit (SNR) supérieur à 15 dB et de la corrélation (COR) supérieure à 70 % a été utilisée comme le suggèrent Volugaris et Trowbridge (1998), et seules les données filtrées sont conservées.

Le tableau (2) explique les données de terrain disponibles et le tableau (3) donne des détails sur les critères de conception. Le modèle en laboratoire a été exécuté pour des conditions de forte crues ainsi que de faible débit. Ce modèle a également été exécuté pour un débit de 20347,22 m³/s, qui correspond à la situation de crue lorsque l'ouvrage hydraulique en amont libère un excès d'eau. Cette eau de pluie sur le site proposé n'a pas encore été mise en comosion. Vue en plan et en coupe de l'agencement du laboratoire du Piano-Key Weir, détails sur la figure (II.9).

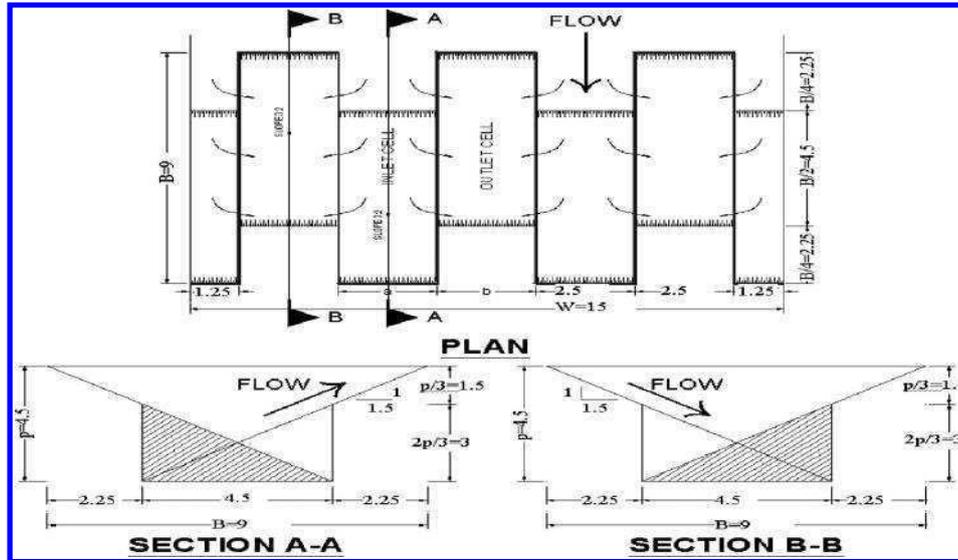


Figure 2.9 : Vue en plan et en coupe de l'agencement du laboratoire Piano-Key-Weirs

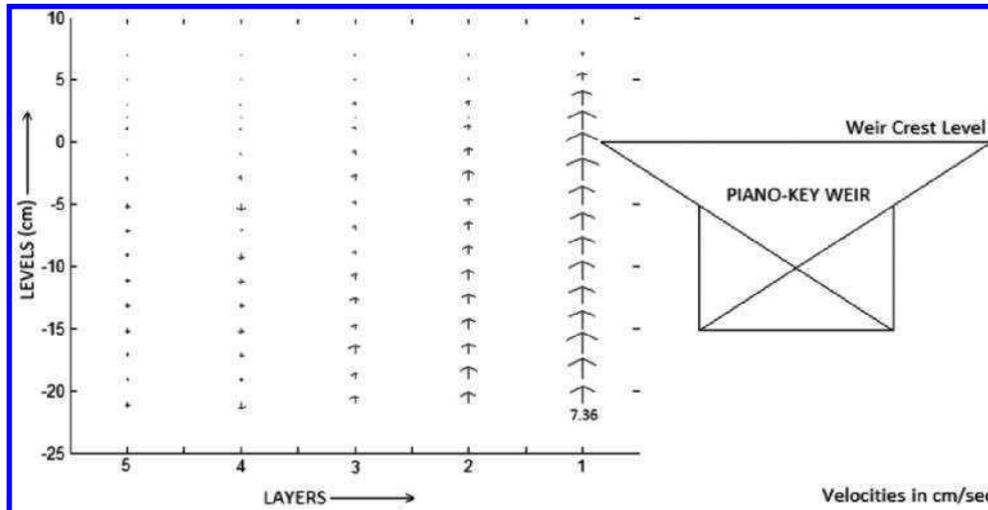


Figure 2.10 : Variation de la composante z de la vitesse pour un débit de 0.069cumec (couche 4).

La variation de la composante Z de la vitesse (cm/s) qui joue un rôle important pour la suspension des sédiments ainsi que le point de vue du rinçage est présenté dans les figures 2.10, 2.11 et 2.12 pour des conditions de rejet de 0,069, 0,050 et 0,031 m³/s.

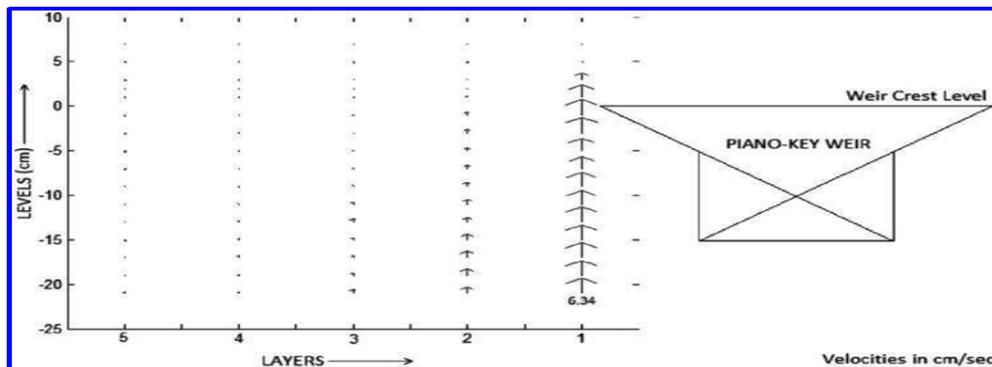


Figure (II.11) : Variation de la composante z de la vitesse pour une décharge de 0,050 m³/s (couche 4).

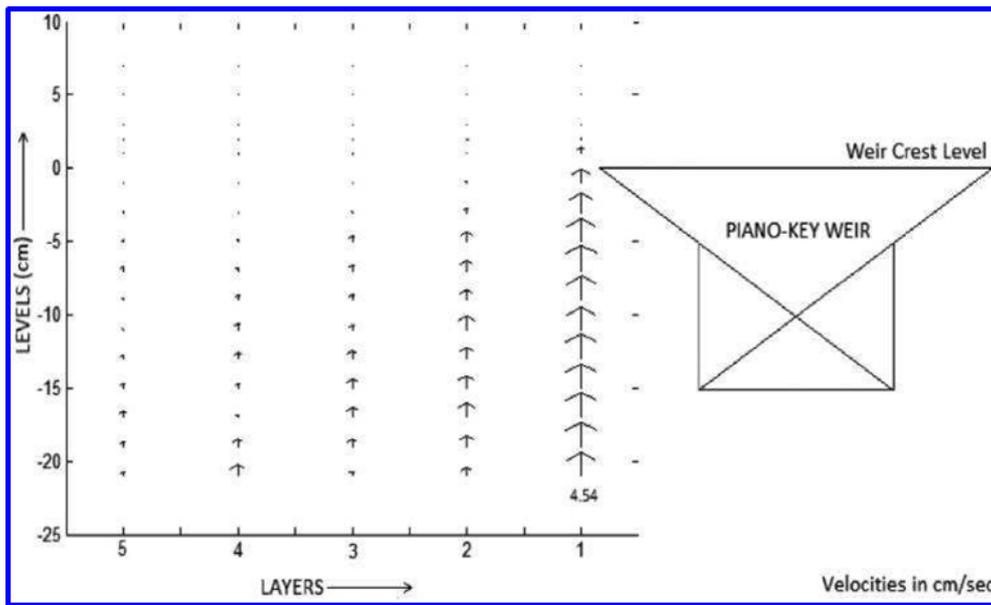


Figure (II.12) : Variation de la composante z de la vitesse pour une décharge de $0,031 \text{ m}^3/\text{s}$ (couche 4).

À mesure que le débit se rapproche du PK-Weir, on observe que la composante Z de la vitesse de l'eau dans les niveaux inférieurs augmente. On peut en conclure que l'eau est soulevée lorsqu'elle s'approche du PK-Weir, de manière à passer par la cellule d'entrée et à se déverser en aval. Cette caractéristique de débit observée améliore non seulement la capacité de décharge du déversoir, mais aide également à rincer les sédiments à travers la cellule d'entrée du PK-Weir. En raison des caractéristiques d'écoulement près de la PKW et de l'effort de traction exercé par l'eau qui s'écoule dans la cellule d'entrée, la compétence en matière d'écoulement permet d'évacuer même les particules de sable les plus grossières d'une taille pouvant atteindre 2 mm. Une des observations significatives est qu'avec une diminution de la décharge d'un débit plus élevé ($0,069 \text{ m}^3/\text{s}$) à un débit moyen ($0,050 \text{ m}^3/\text{s}$), la vitesse de la composante Z est réduite de 14 %. L'augmentation de l'écoulement d'un débit faible ($0,031 \text{ m}^3/\text{s}$) à un débit moyen ($0,050 \text{ m}^3/\text{s}$) ; la vitesse de la composante Z est augmentée de 40 pour cent. Cela indique qu'à un débit inférieur, la composante de vitesse ascendante est beaucoup plus importante et peut être utile pour une quantité importante de sédiments en suspension à un débit inférieur également.

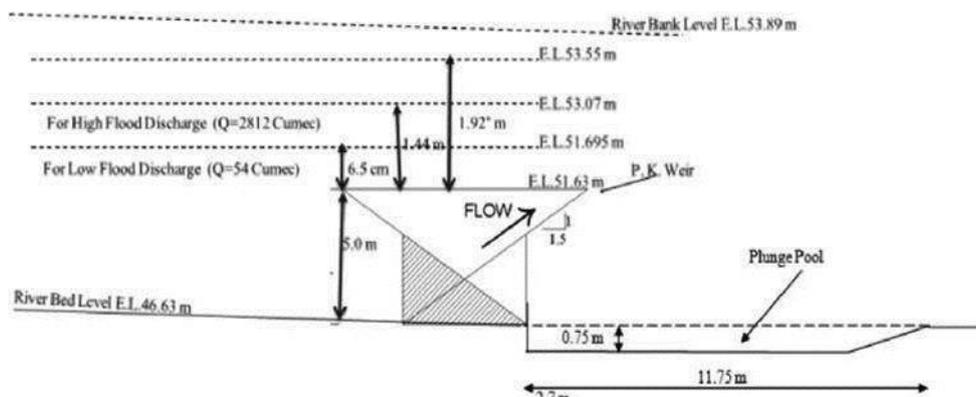


Figure (II-13) : Profondeur de submersion pour PKW comparée à celle du déversoir standard

D'après la figure II.16, étude de la géométrie du PK-Weir, on peut observer que pour un débit de crue nominale donné de $20\,347,22\text{ m}^3/\text{s}$ (condition de crue élevée), la hauteur de chute au-dessus du PK-Weir proposé (4,2 m) était beaucoup plus faible que celle d'un déversoir Standard conventionnel (6,173 m) de la même hauteur. Certains des résultats expérimentaux sont donnés ci- dessous pour l'étude de cas de la rivière Brahmani.

- Longueur du reflux dû à l'afflux d'incidents avec le PK-Weir en position (crue élevée) = 16 km
- Longueur du reflux dû à l'afflux d'incidents avec le PK-Weir en position (faible débit) = 9,1 km
- Volume de stockage en mer à faible débit = 10,15 millions de mètres cubes (MCM)
- Besoins en eau de l'industrie et en eau potable = $2,2\text{ m}^3/\text{s}$
- Si le débit minimal cesse d'exister, le stockage en cours d'exploitation susmentionné durera 54 jours

De ce fait, la submersion de la zone en amont du déversoir peut être considérablement réduite. Ainsi, l'augmentation de la capacité de déversement et l'augmentation de la capacité de rinçage améliorent la sécurité structurelle ainsi que la sédimentation du réservoir. Cette solution présente également l'avantage d'être rentable et peut être installée sur des barrages existants.

Conclusion

La vitesse de l'écoulement dans un cours d'eau, correspond à la vitesse de déplacement du volume d'eau par rapport à une section donnée. Cependant, la vitesse dans une section transversale du cours d'eau diffère d'un point à un autre dans les directions horizontale et verticale, elle est donc élevée au milieu du courant et faible près du lit et des rives en raison du frottement et de plusieurs autres facteurs, ceci rend difficile la mesure de la vitesse moyenne sauf à travers des divisions spécifiques.

Pour simplifier les calculs de différents paramètres hydrauliques, on considère que l'écoulement est unidimensionnel et la vitesse moyenne reste constante d'une section à l'autre, par contre, elle peut varier à l'intérieur de la section d'un point à l'autre, et la répartition des vitesses au niveau de la section reste inégale.

Le premier travail réalisé sur la répartition des vitesses en amont du PK-Weir correspond à l'étude préliminaire réalisée à l'Université de Roorke. Cette étude ont montré que la composante z de la vitesse de l'eau à des niveaux inférieurs augmente et qu'elle affecte le niveau d'eau à l'approche du PK-Weir. Cette fonction améliore la capacité de l'évacuation des crues et facilite également l'écoulement des sédiments dans l'alvéole d'entrée, améliorant ainsi la sécurité de l'ouvrage et réduit la sédimentation du réservoir dans le cas ou d'installation du PK-Weir au fil de l'eau.

Chapitre III

Etude expérimentale

III-Etude expérimentale

III-1-Description de la station expérimentale

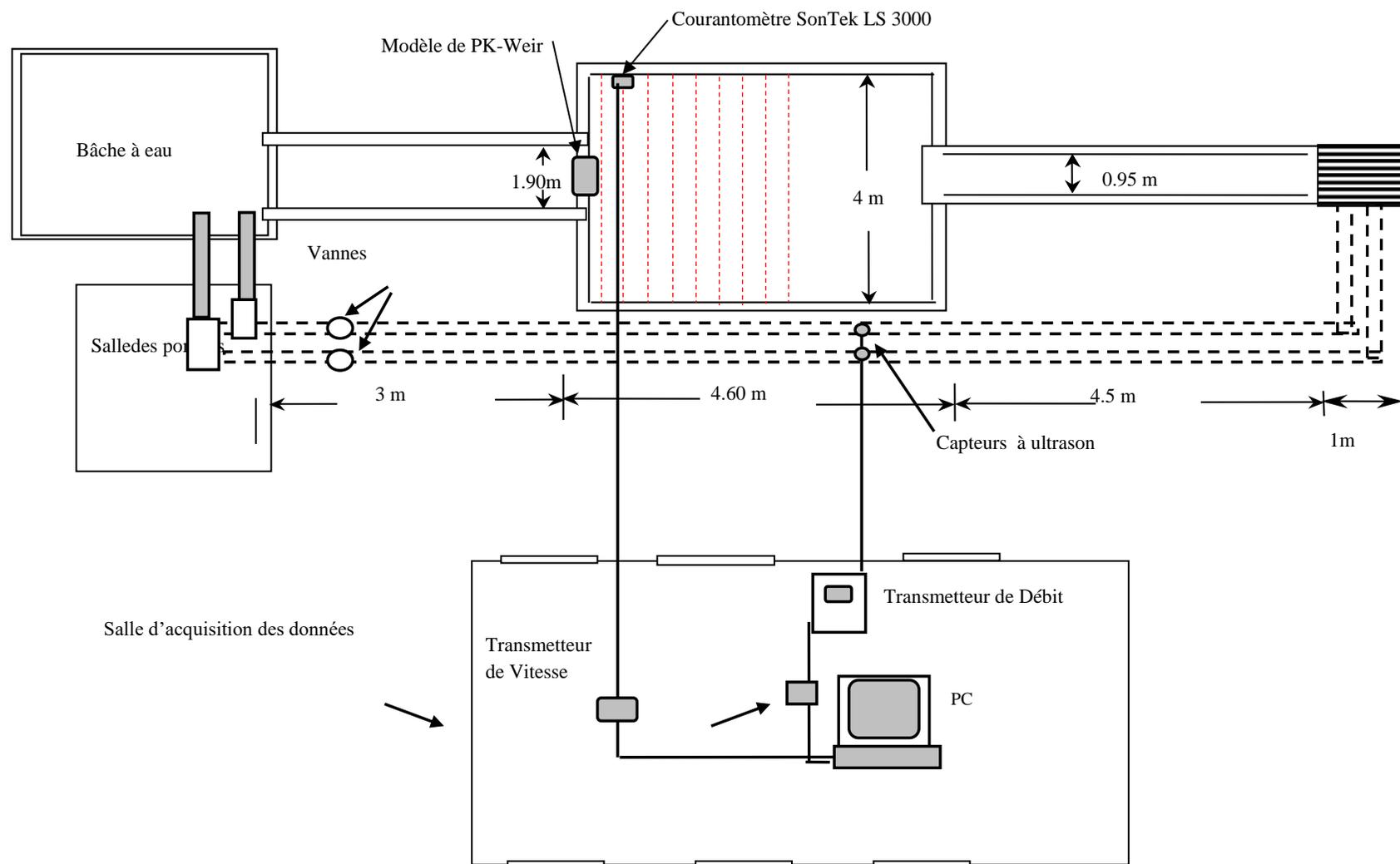
L'étude expérimentale a été réalisée dans la station expérimentale des modèles réduits du Laboratoire Aménagements Hydraulique et Environnement à l'université de Biskra. Cette station a été dimensionnée de manière à permettre la réalisation des essais sur des modèles réduits des évacuateurs de crues et autres ouvrages hydrauliques à une échelle suffisamment acceptable.



Figure III.1 : Vue d'ensemble de la station d'expérimentation

La station expérimentale se compose d'un ensemble de canaux à ciel ouvert permettant de simuler les écoulements dans les cours d'eau en amont et en aval des ouvrages hydrauliques. Le système est alimenté par deux conduites de diamètre 200 mm, la première équipée d'un débitmètre à ultrason la seconde par un débitmètre électromagnétique.

Ce dispositif expérimental est équipée d'une station de pompage regroupant deux pompes qui débitent environ 85 l/s chacune, ces pompes refoulent l'eau aspiré d'une bache de capacité 48m^3 vers un canal d'amenée de longueur 5m, de hauteur 1,2m et de largeur 1m. L'une des parois latérales de ce canal est conçue en verre afin de permettre la visualisation de l'écoulement. L'eau qui transite par le canal d'amenée passe dans un bassin de simulation de retenue de longueur 5m, de largeur 4m et de hauteur 1.5m, des vitres en verre sont insérées sur l'une des parois latérales du bassin permettant ainsi la visualisation de l'écoulement. Le débit restitué se déverse dans la bache à eau citée ci-dessus, qui sert comme bassin de puisage pour les pompes. Le système fonctionne en circuit fermé.



3.2 : Schéma de l'installation expérimentale

III.2. Equipements de mesure

Généralement l'écoulement à l'amont d'un déversoir est exprimé par le débit (Q) de transit et la charge totale sur le seuil (h) et la vitesse d'écoulement.

III.2.1. Mesure des débits

La mesure du débit volume doit être déterminée avec précision. A cet effet, les débits ont été mesurés par un débitmètre à ultrasons dont la précision est de l'ordre de 0,1 à 0,2 l/s (Prosonic Flow).

Le débitmètre (Prosonic Flow) fonctionne selon le principe de la différence de temps de parcours d'un signal acoustique (ultrason) envoyé dans les deux sens d'un capteur à l'autre. Etant donné que la vitesse de propagation de l'onde sonore est inférieure si le signal est émis contre le sens d'écoulement, on est en présence d'une différence de temps de parcours. Cette différence est directement proportionnelle à la vitesse d'écoulement.

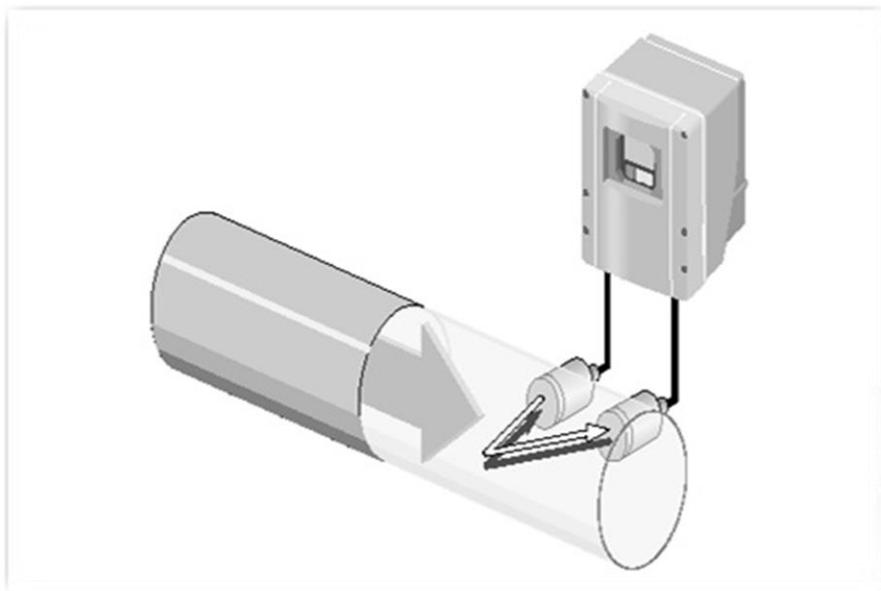


Figure 3.3 : Principe de mesure du débit par débitmètre à ultrason

Le débitmètre à ultrason calcule le débit à partir de la section de la conduite et de la différence du temps de parcours mesurée, il transmette les lectures des débits directement au transmetteur et au PC par le biais d'un adaptateur de type Commubox et du logiciel COMMUWIN II.



Figure III.4 : Transmetteur du débitmètre ultrason (Prosonic Flow)

Le transmetteur sert de commande pour les capteurs de mesure. L'électronique et le logiciel du transmetteur servent au traitement et à l'exploitation des signaux des capteurs, ainsi qu'à leurs transformations dans la grandeur de mesure souhaitée.

III.2.2 Mesure des profondeurs

Les profondeurs d'eau sont mesurées par le biais du détecteur de niveau Prosonic T qui est un transmetteur de niveau compact destiné à la mesure de niveau continue et sans contact. Selon le capteur, la gamme de mesure s'étend jusqu'à 8 m pour les liquides.



a- capteur du niveau

b-enregistreur du niveau

Figure III.5 : Capteur de niveau PROSONIC T

III.2.3. Mesure des vitesses

La vitesse d'écoulement qui est l'objet de cette étude est mesurée par un courantmètre Doppler SonTek-SL 3000 conçus pour mesurer la vitesse, le niveau et le débit de l'eau sur le terrain. Il

offre les avantages technologiques des profileurs de courant complexes, mais dans un ensemble simple et facile à utiliser. Les caractéristiques du courantomètre utilisé sont les suivantes.

- Mesure de la vitesse intégrée horizontalement
- Mesures dans la plus grande mesure possible de la colonne d'eau
- Précision - 1% de la vitesse mesurée
- Niveau d'eau mesuré par un faisceau vertical et un capteur de pression
- Capteur de température intégré



Figure III.6 : Courantomètre SonTek SL 3000 pour mesure de vitesse en écoulement à surface libre

III.2.3.1. Le décalage Doppler

Le Courantomètre SL 3000 mesure la vitesse de l'eau en utilisant un principe physique appelé le décalage Doppler. Ce principe stipule que si une source sonore se déplace par rapport au récepteur, la fréquence du son au niveau du récepteur est décalée de la fréquence d'émission. Pour un courantomètre à effet Doppler, cela peut être exprimé comme suit :

$$F_d = -2F_0 \frac{V}{C}$$

où

F_d = changement de la fréquence de réception (décalage Doppler)

F_0 = Fréquence du son transmis

V = Représente la vitesse relative entre la source et le récepteur (c'est-à-dire le mouvement qui modifie la distance entre les deux) ; $+V$ signifie que la distance entre la source et le récepteur augmente.

C = Vitesse du son

- Lorsque le son se propage dans l'eau, il est réfléchi dans toutes les directions par les particules (c'est-à-dire les sédiments, la matière biologique, les bulles).

- Une partie de l'énergie réfléchi retourne le long de l'axe du transducteur, où le transducteur la reçoit.
- Le décalage Doppler mesuré par un seul transducteur se rapporte à la vitesse de l'eau le long de l'axe du faisceau acoustique de ce transducteur.
- Si la distance entre le transducteur et la cible diminue, la fréquence (F_D) augmente ; si la distance augmente, la fréquence (F_D) diminue. Le mouvement perpendiculaire à la ligne reliant la source et le récepteur n'a aucun effet sur la fréquence du son reçu.

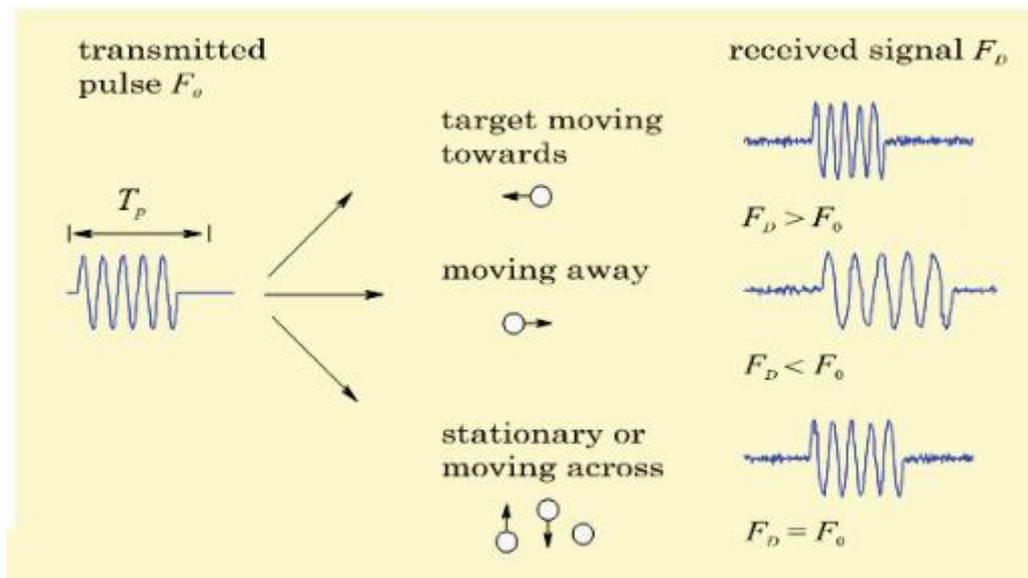


Figure III.7 : Mesure de la vitesse de la cible avec un système Doppler monostatique

L'emplacement des mesures effectuées par un courantomètre Doppler monostatique est fonction du temps auquel le signal de retour est échantillonné.

- Le temps écoulé depuis que l'impulsion a été émise détermine la distance sur laquelle l'impulsion s'est propagée, et précise donc l'emplacement des particules qui sont la source du signal réfléchi.
- En mesurant le signal de retour à différents moments après l'impulsion d'émission (TP), le courantomètre SL mesure la vitesse de l'eau à différentes distances du transducteur.
- Il est important de noter que le courantomètre SL mesure la vitesse des particules dans l'eau, et non la vitesse de l'eau elle-même.
- La vitesse des particules dans l'eau est supposée correspondre à la vitesse de l'eau. Cette hypothèse a été largement testée et s'est avérée très fiable.

- S'il n'y a pas de particules dans l'eau, le SL est incapable de mesurer la vitesse. En général, la limite pratique de l'eau claire n'est pas de savoir si le courantomètre SL peut mesurer la vitesse, mais quelle est la plage maximale (distance du système) à laquelle le SL peut mesurer la vitesse. En eau claire, la plage de mesure maximale peut être réduite.

III.2.3.2. Géométrie du faisceau

Le courantomètre SL est conçu pour une exploitation horizontale à partir de structures sous-marines telles que les piliers de pont et les parois de canal.

- Le système mesure la vitesse dans une couche horizontale (parallèle à la surface de l'eau) à l'écart de l'interférence de l'écoulement générée par la structure.

- Le système utilise deux faisceaux de vitesse acoustique dans un seul plan, chacun incliné de 25° par rapport à l'axe de l'instrument. Cette géométrie de faisceau est conçue pour des applications à visée latérale, ce qui donne un équilibre optimal entre la réponse de vitesse 2D et la plage de mesure totale (figure 3.8).

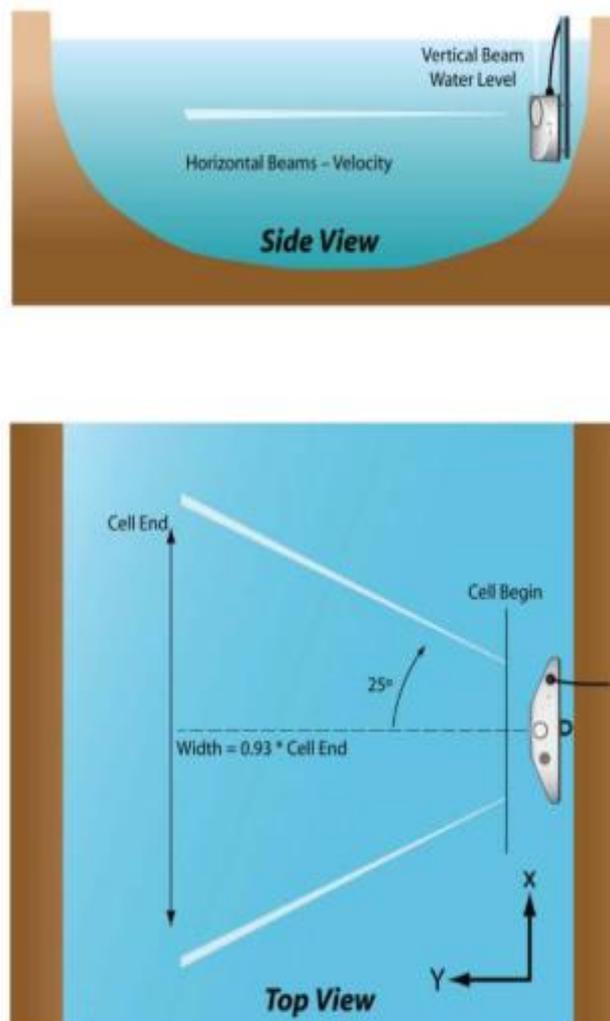


Figure III.8 : Géométrie du faisceau SL

- Les vitesses des faisceaux sont converties en vitesses XY (cartésiennes) en utilisant la géométrie des faisceaux.
- Dans la plupart des applications, l'orientation du courantomètre SL est connue et les vitesses XY sont utilisées directement.
- Les vitesses XY sont rapportées par rapport à l'orientation du courantomètre SL ; si le courantomètre SL est orienté à travers un courant, X est parallèle à la direction de l'écoulement et Y est en travers du courant.

Les systèmes courantomètre SL comprennent un faisceau vertical pour mesurer la distance entre le sommet du système et la surface de l'eau.

III.2.3.3. Calibrage de l'indice de la vitesse

L'étalonnage de l'indice de vitesse est une technique pour surveiller le débit lorsque des mesures de référence du débit sont disponibles.

- Les mesures de débit sont effectuées à différents niveaux d'eau et dans différentes conditions de débit.
- Les données de vitesse de l'eau et les données de niveau sont collectées en même temps que les mesures de débit de référence.

III.2.3.4. Stratégie d'échantillonnage

Le courantomètre SonTek-SL fait la moyenne des données pour un intervalle fixe pour chaque échantillon de vitesse d'eau rapporté.

- Le courantomètre SL échantillonne la vitesse (via ping) chaque seconde. Le type de ping de vitesse dépend des conditions d'écoulement.
- Le courantomètre SL effectue un ping sur le faisceau vertical une fois par seconde pour mesurer les données de la scène.
- Les pings sont accumulés sur une durée d'échantillonnage spécifiée par l'utilisateur (généralement 1 à 15 minutes) et les valeurs moyennes de la vitesse, de la phase et de diverses données de diagnostic sont indiquées.

- Les données échantillonnées sont normalement enregistrées sur l'enregistreur interne du courantomètre SL, et peuvent également être portées à nouveau sur un enregistreur de données externe.

III.2.3.4. Données de vitesse

Les données de vitesse sont déterminées à l'aide de trois types d'impulsions acoustiques. Le courantomètre SL détermine automatiquement le meilleur schéma d'impulsion pour fournir les meilleures données de vitesse possibles.

- Le courantomètre SL peut mesurer des vitesses d'eau de $\pm 0,001$ à 7 m/s.
- Le courantomètre SL mesure également la direction de l'écoulement et signale avec précision les inversions de débit.
- Les données sont fournies en coordonnées cartésiennes (XY) par rapport à l'orientation du système.
- Les données de vitesse sont précises à 1 % de la vitesse mesurée (après prise en compte du bruit aléatoire).
- Le SL fournit des paramètres de diagnostic avec chaque échantillon pour vérifier la qualité et la précision de ces données.
- L'étalonnage du courantomètre SL ne change pas avec le temps ; le système n'a jamais besoin d'être réétalonné.
- Dans la plupart des conditions, le SL est capable de mesurer jusqu'à la portée maximale spécifiée de 5 m pour le SL3000 et de 20 m pour le SL1500.
- Si, à un moment donné, l'intensité du signal est trop faible pour permettre des mesures de vitesse fiables, le SL terminera le volume de mesure à cette distance. Dans cette situation, le système coupera automatiquement le volume de mesure à la portée effective maximale. Les limites exactes du volume de mesure sont enregistrées avec chaque échantillon.

L'intensité du signal est principalement fonction de la quantité et du type de particules présentes dans l'eau. Bien que l'intensité du signal ne puisse pas être immédiatement convertie en concentration de sédiments, elle fournit une excellente image qualitative des fluctuations des sédiments et, avec un calibrage approprié, peut être utilisée pour estimer la concentration de sédiments.

III.3. Protocole expérimental

L'objectif principal de cette étude étant l'étude de la répartition de la vitesse d'écoulement en amont du déversoir PK-Weir par voie expérimentale, ceci a demandé un protocole expérimental spécifique. Pour ce faire, l'étendu en amont du PK-Weir a été divisé en petits carrés sous forme d'un maillage de dimension de chaque maille de 30 x 30cm, couvrant une surface de 9,60 m², soit 240cm x 400cm (fig. 3.9).

Une fois le courantomètre est installé dans le canal à une distance prédéterminée par rapport à la paroi frontale dans laquelle le PK-Weir est installée (Fig. 3.10), on procède à la configuration de celui-ci comme indiqué dans la figure 3.11.

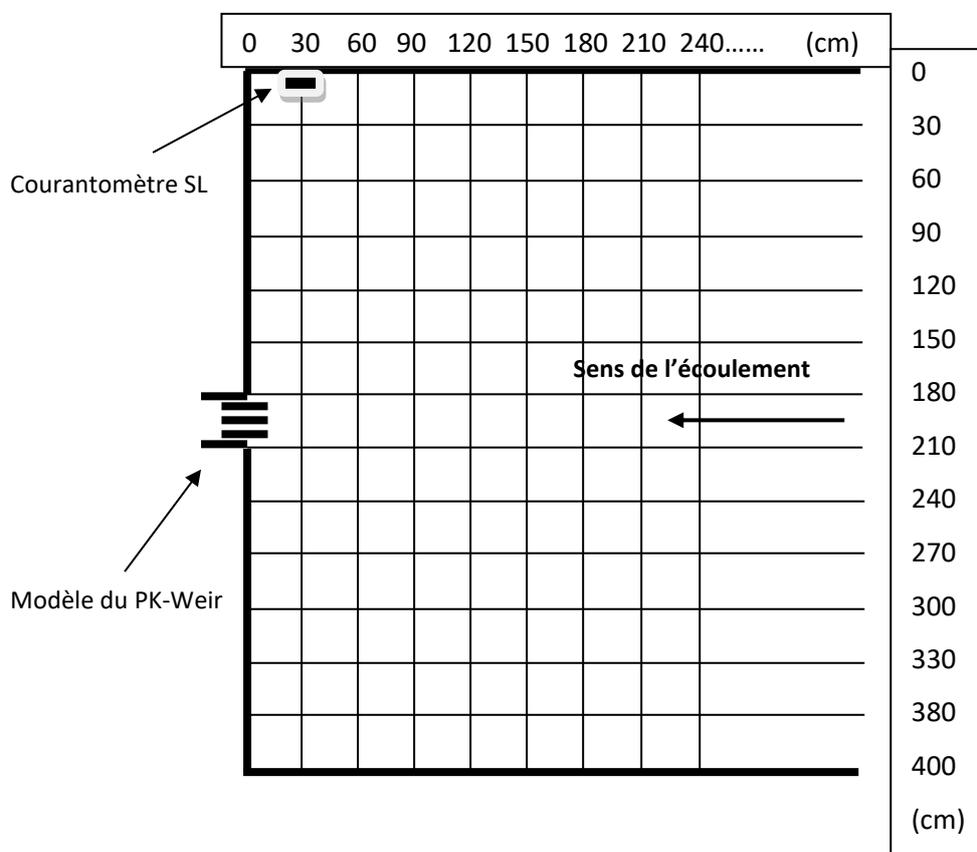


Figure III.9 : Schématisation du maillage de la répartition des vitesses



Figure III.10 : Installation du courantomètre dans le canal

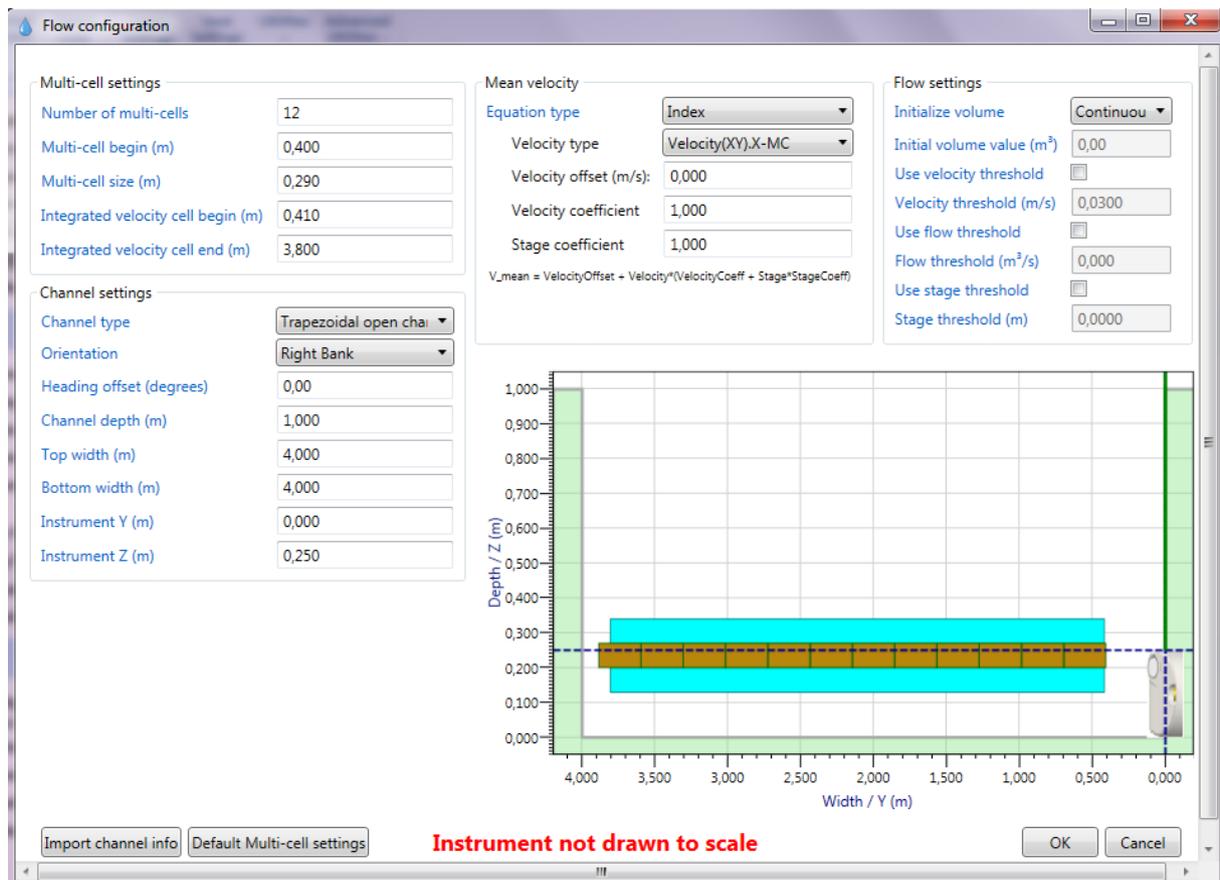


Figure III.11 : Donnée de la configuration du courantomètre SL 3000

Après avoir introduit les données spécifique du modèle à expérimenté, on fait amorcer la pompe avec un débit fixe et on procède ainsi aux mesures de débit, de la profondeur d'eau dans le canal et de la répartition de la vitesse le long de l'axe transversal qui est transmis et affichée directement sur PC.

Après avoir introduit les données spécifique du modèle à expérimenté, on fait amorcer la pompe avec un débit fixe et on procède ainsi aux mesures de débit, de la profondeur d'eau dans le canal et de la répartition de la vitesse le long de l'axe transversal qui est transmis et affichée directement sur PC.

III.4. Résultats des expérimentaux

Pour vérifier la répartition de la vitesse en amont du PK-Weir plusieurs sections transversales ont fait l'objet de mesure pour un débit fixe de 59 l/s. Les résultats de mesures sont présentés sur les figures suivantes.

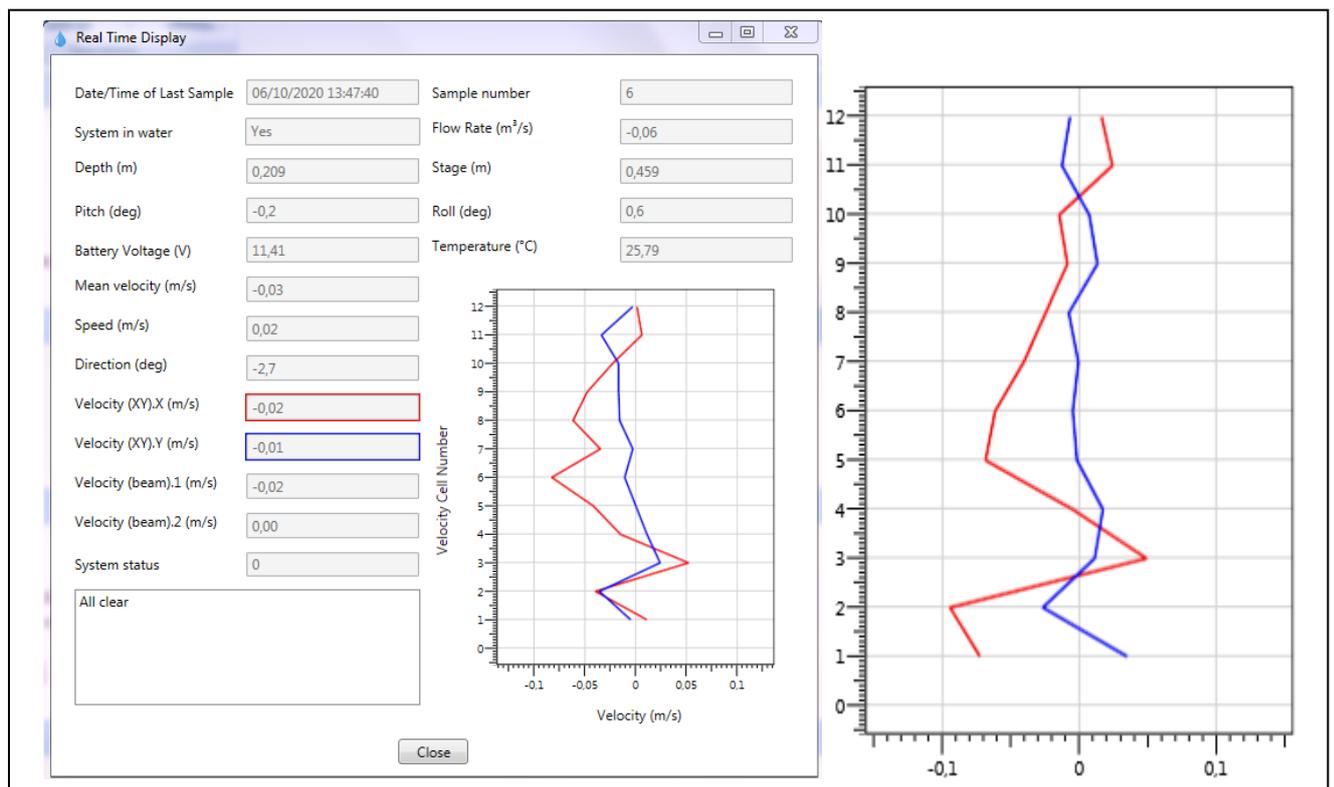


Figure. III.12 : Répartition de la vitesse le long de la section transversale du canal et à une distance de 30 cm en amont du PK-Weir

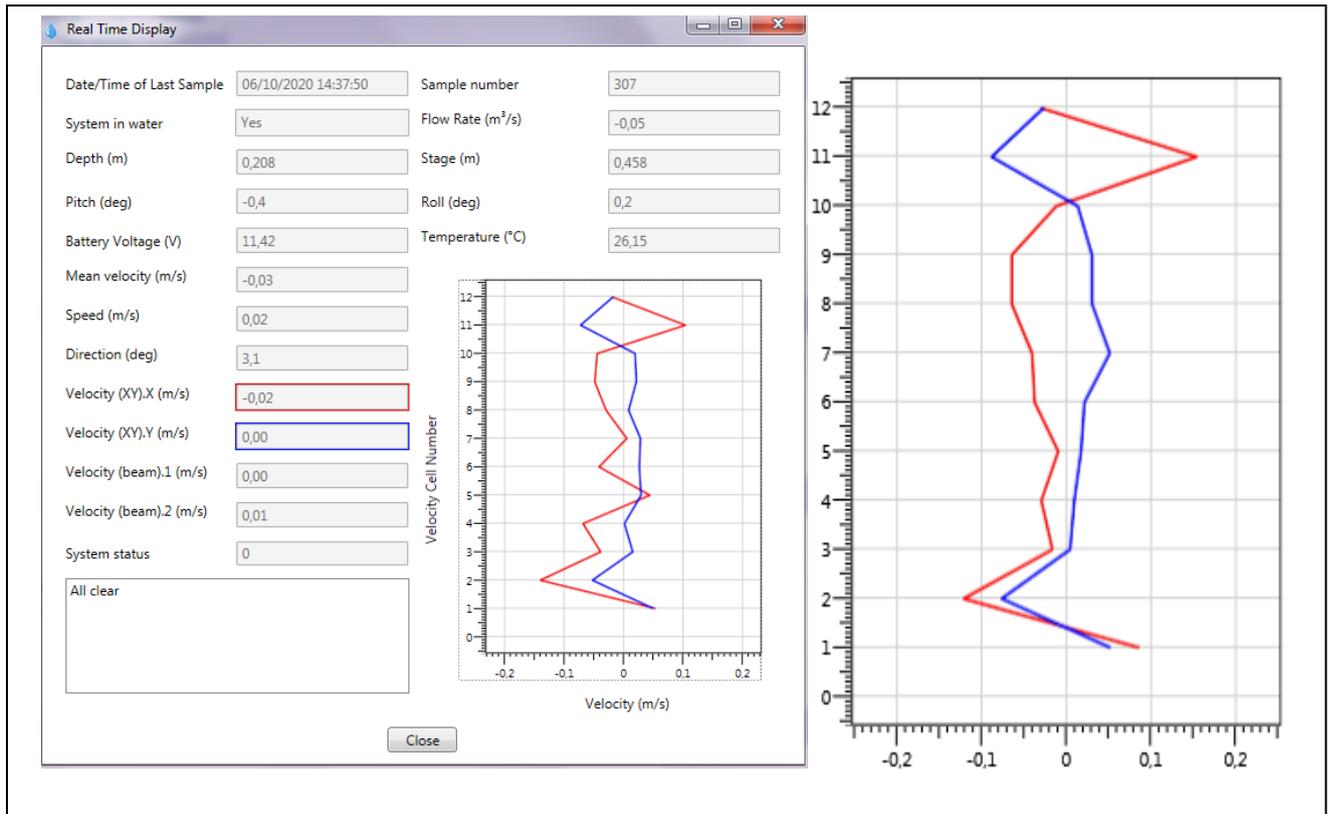


Figure. III.13 : Répartition de la vitesse le long de la section transversale du canal et à une distance de 60 cm en amont du PK-Weir

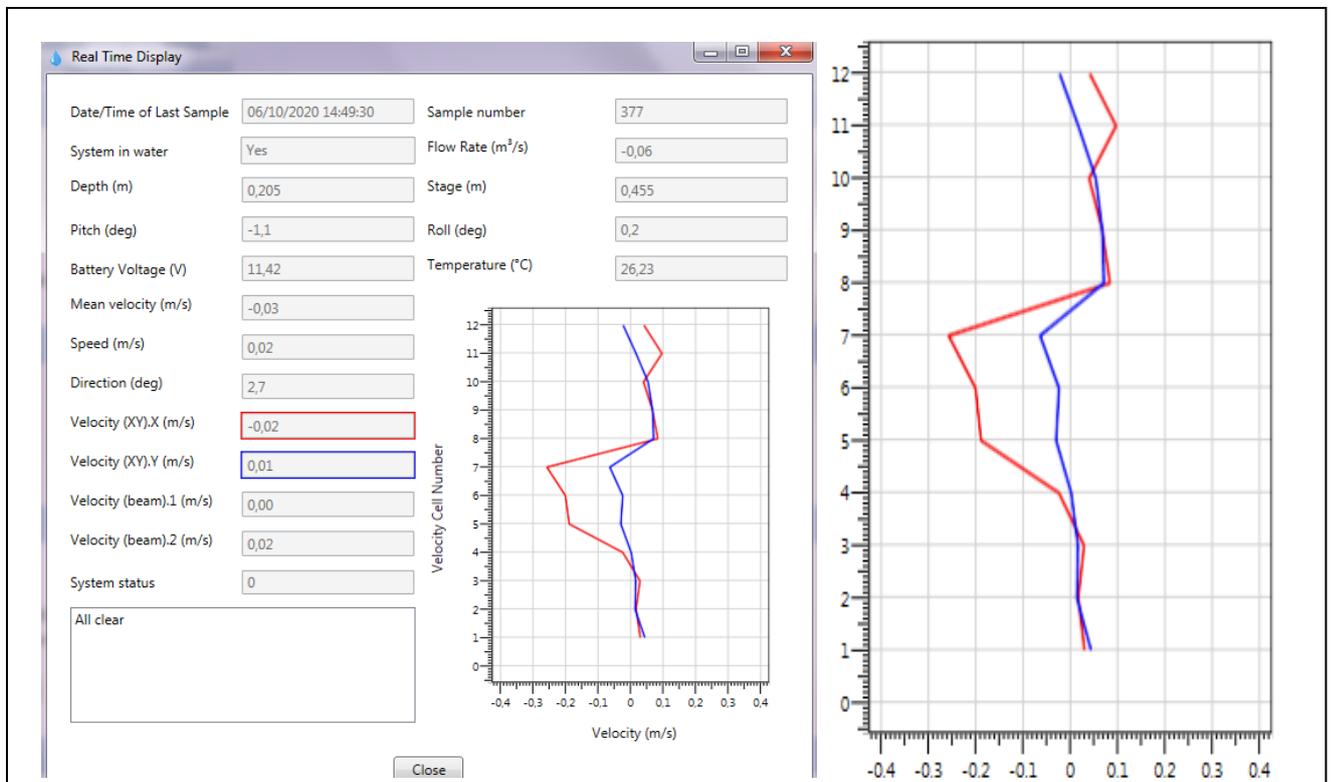


Figure. III.14 : Répartition de la vitesse le long de la section transversale du canal et à une distance de 90 cm en amont du PK-Weir

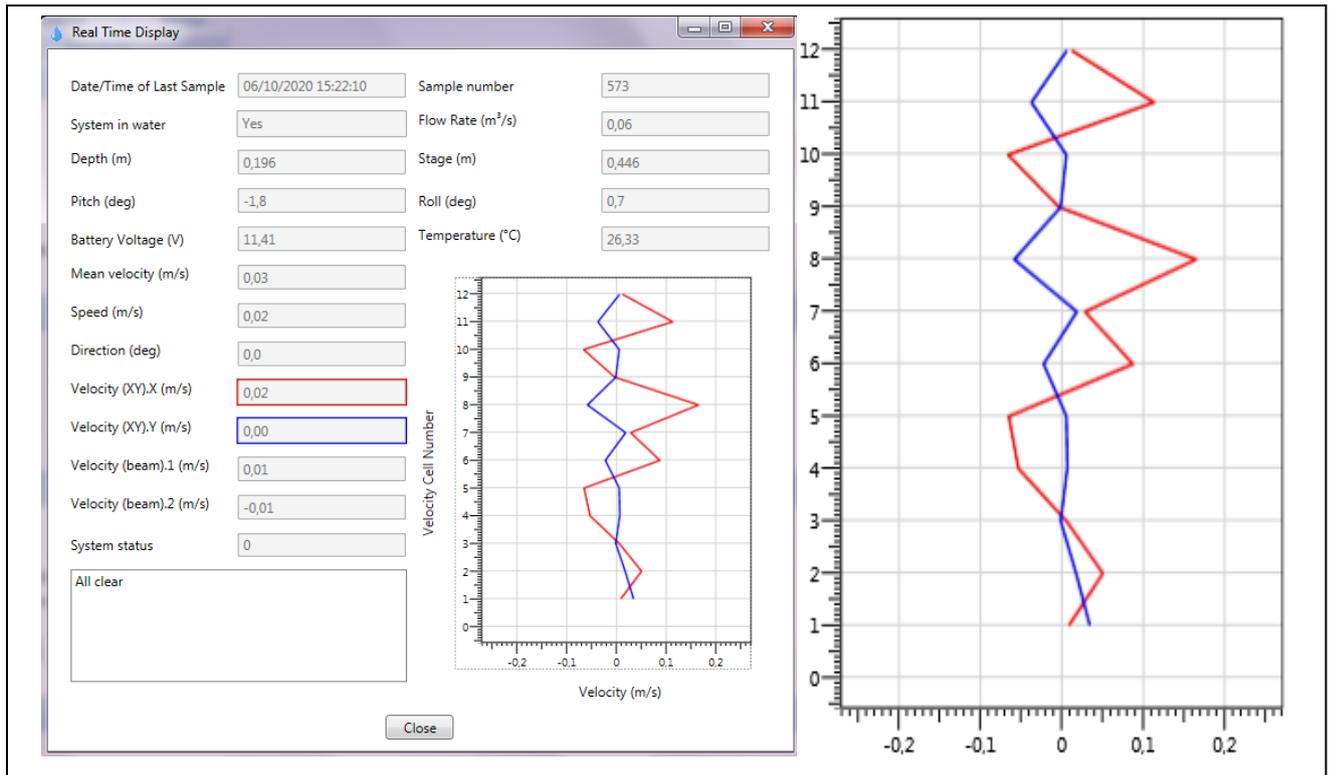


Figure. III.15 : Répartition de la vitesse le long de la section transversale du canal et à une distance de 120 cm en amont du PK-Weir

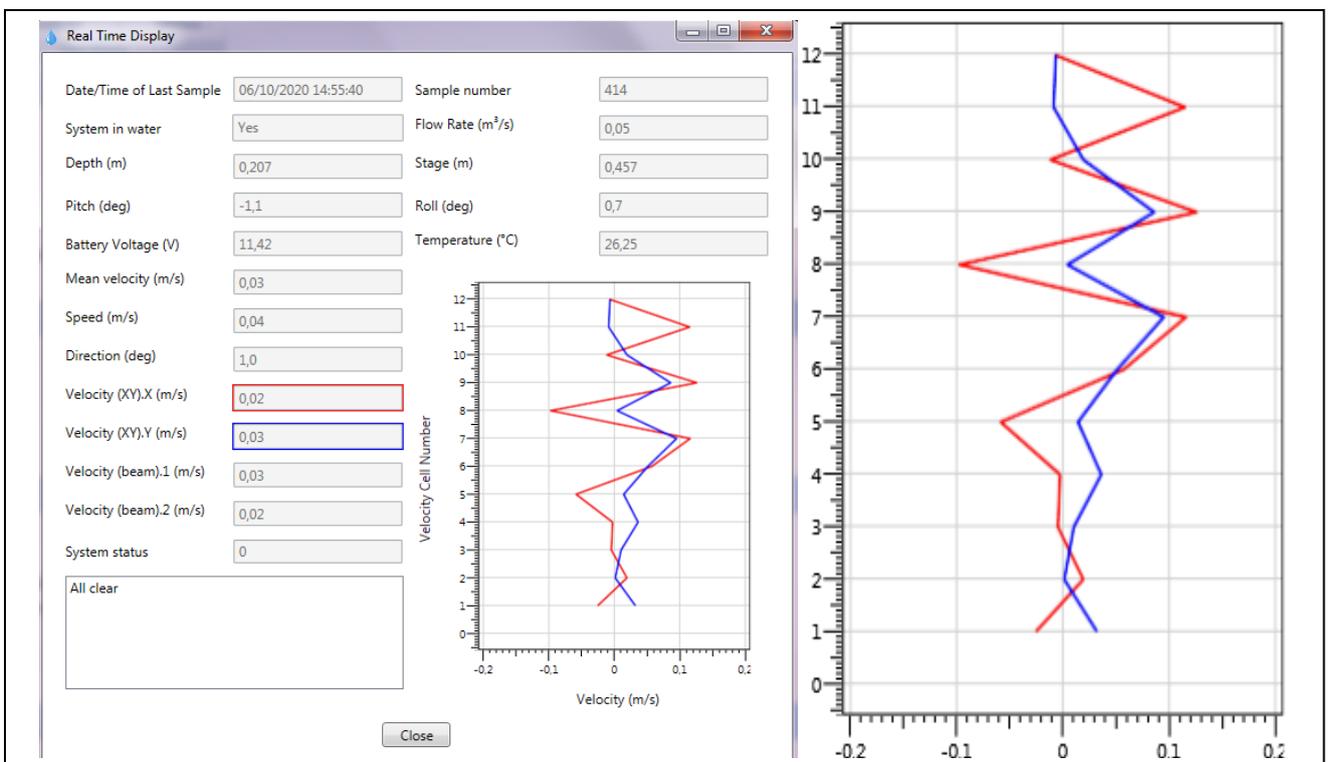


Figure. III.16 : Répartition de la vitesse le long de la section transversale du canal et à une distance de 120 cm en amont du PK-Weir

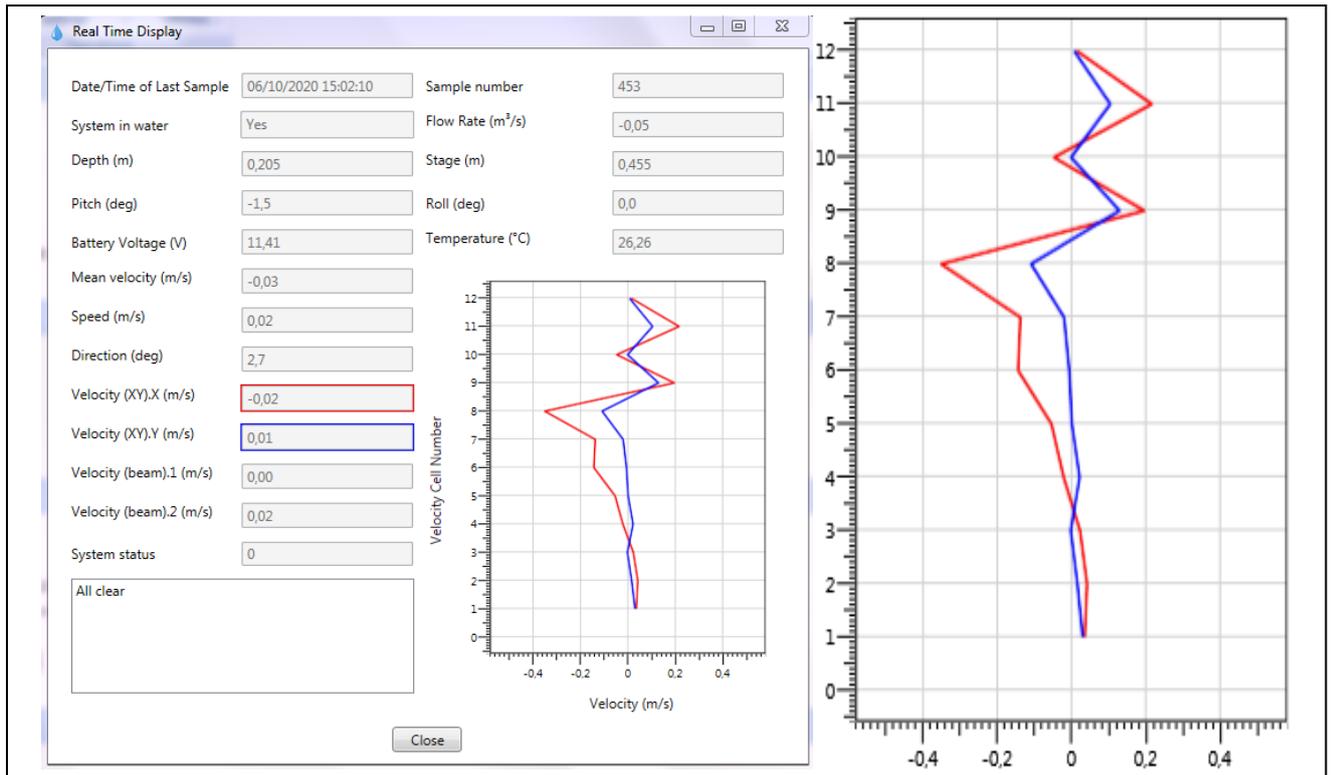


Figure. III.17 : Répartition de la vitesse le long de la section transversale du canal et à une distance de 150 cm en amont du PK-Weir

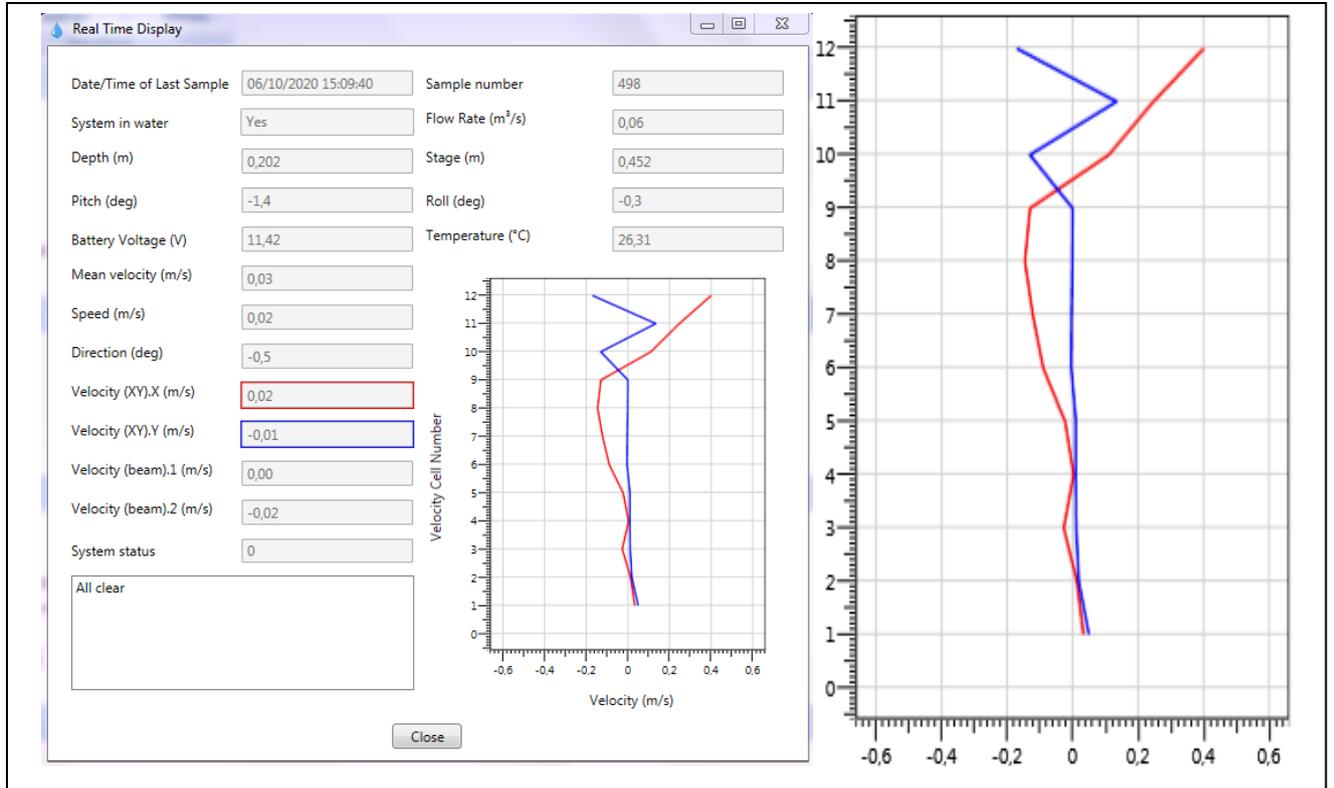


Figure. III.18 : Répartition de la vitesse le long de la section transversale du canal et à une distance de 180 cm en amont du PK-Weir

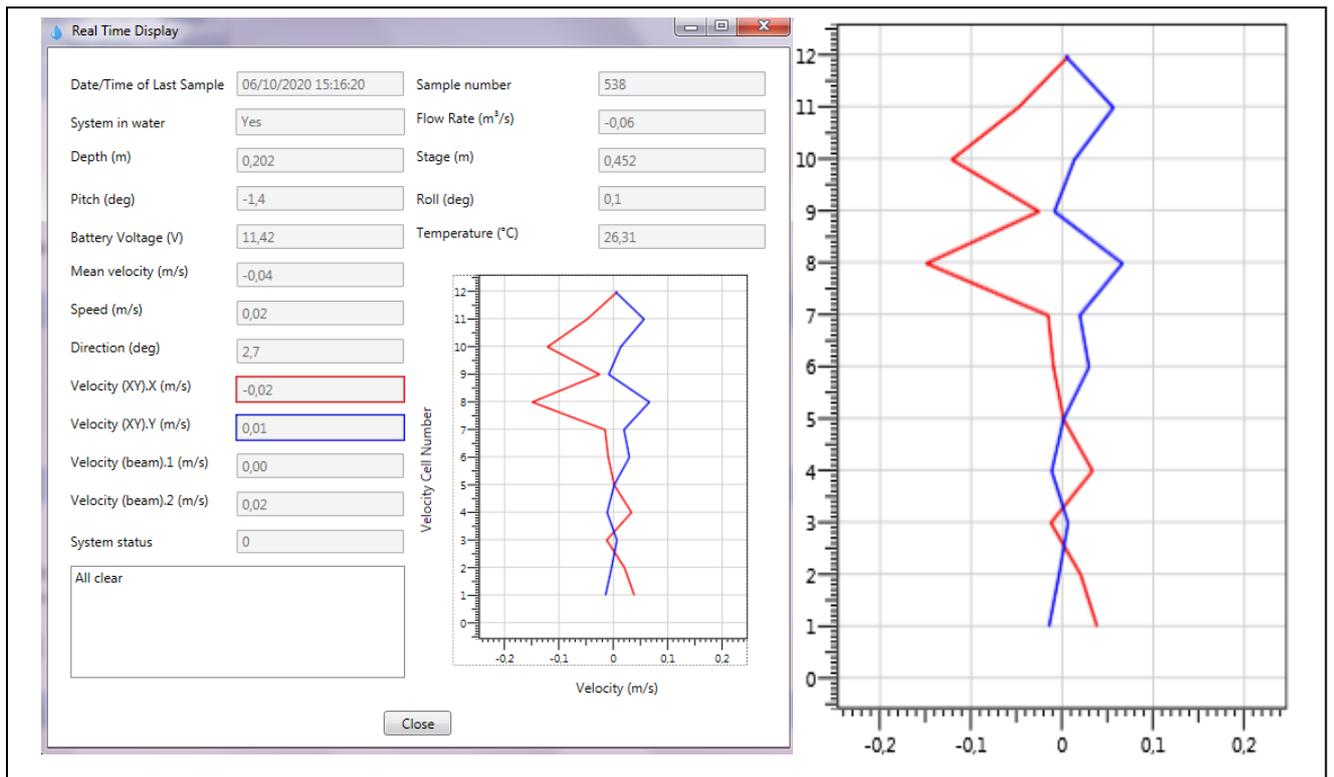


Figure. III.19 : Répartition de la vitesse le long de la section transversale du canal et à une distance de 210 cm en amont du PK-Weir

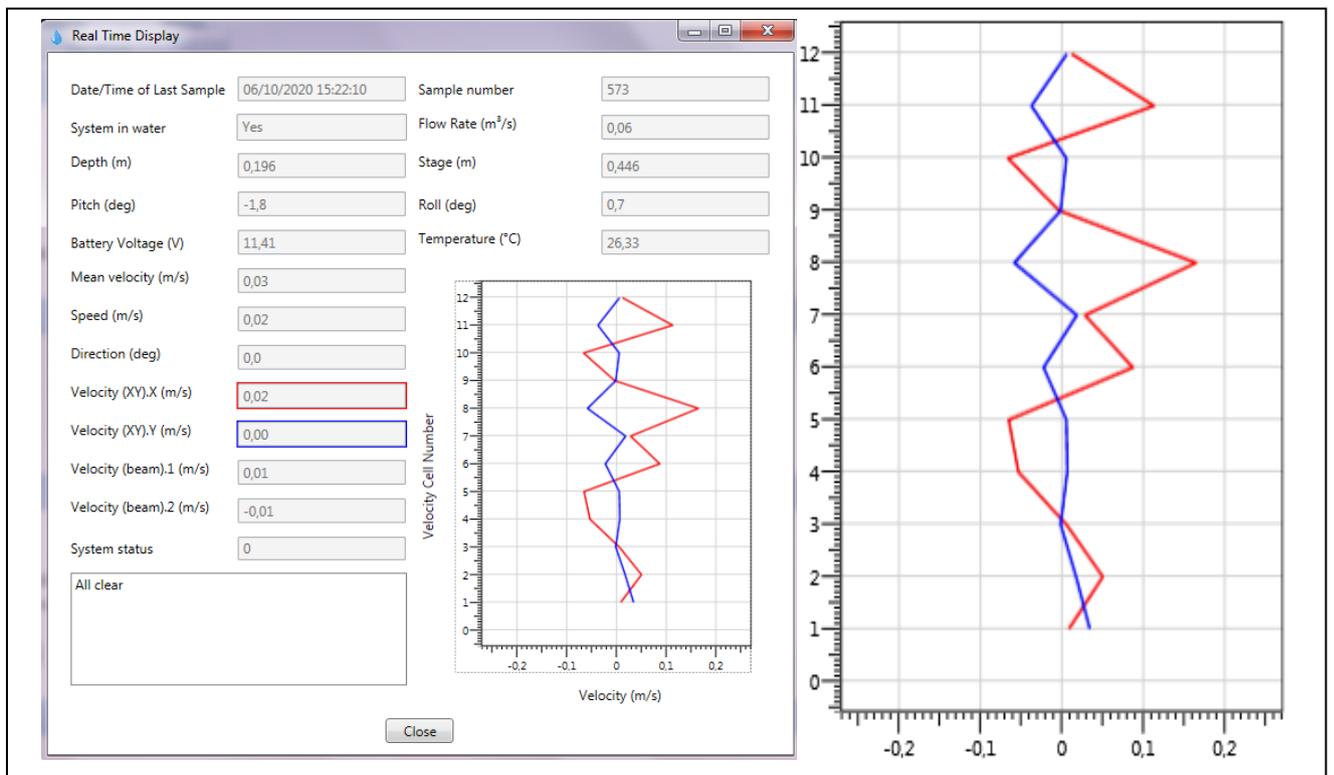


Figure. III.20 : Répartition de la vitesse le long de la section transversale du canal et à une distance de 240 cm en amont du PK-Weir

Selon les résultats obtenus pour les différentes sections transversales le long du canal, il est remarqué que la vitesse obtenues correspondent aux vitesses dans le sens de l'écoulement, désignées par X et les vitesses perpendiculaires à l'écoulement désignée par Y qui correspondent simultanément aux courbes de couleur rouge et bleu.

La variation des valeurs de la vitesse longitudinale est très apparente par rapport aux vitesses perpendiculaires au sens de l'écoulement, ceci est logique de point de vue hydraulique.

A partir des graphiques (3.12), (3.13) et (3.14) ont remarque que la vitesse dans le sens perpendiculaire à l'écoulement sont négatives essentiellement dans la partie proche de la paroi frontale, ceci peut être justifié par les caractéristique de l'écoulement qui est très turbulent dans cette zone à cause de l'élargissement et la contraction de la section du canal.

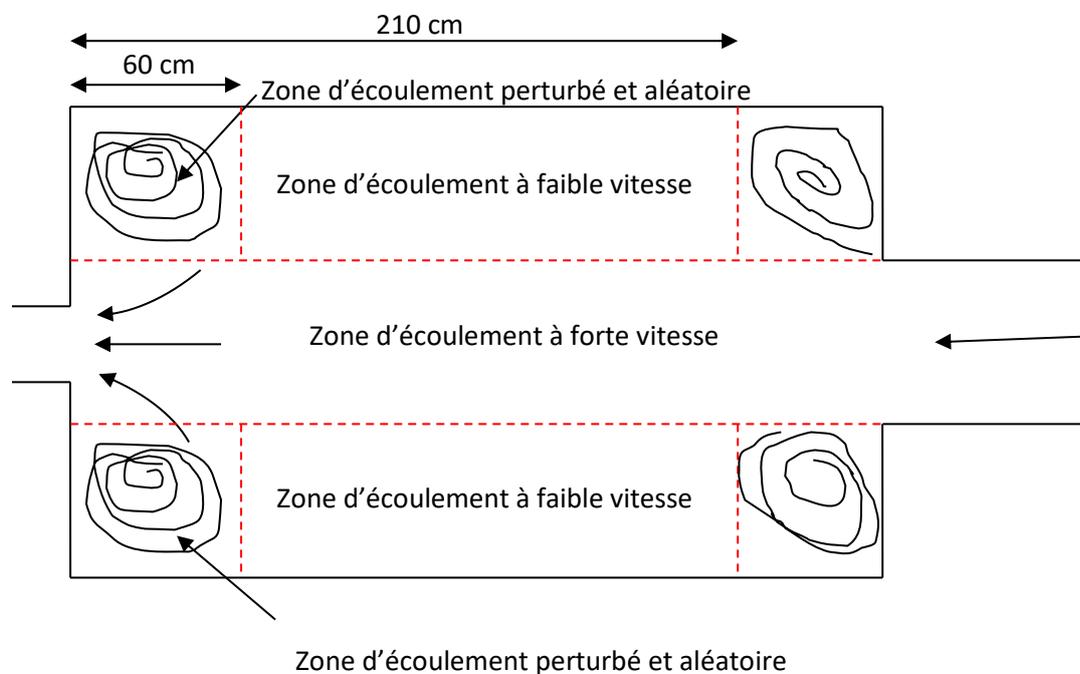


Figure III.21 : Schéma de localisation des différentes zones de l'écoulement constaté pendant l'expérimentation

Les résultats expérimentaux montrent que la vitesse varie le long de la section transversale et d'une section à une autre, ceci peut s'expliquer par le fait que l'écoulement dans le canal ne se manifeste pas de la même manière à cause de l'élargissement au début du canal et le rétrécissement à l'exutoire. Ceci nous mène à décrire l'écoulement dans le canal en fonction des vitesses enregistrées.

L'écoulement dans le canal peut être divisé en trois zones selon la grandeur de la vitesse ; une zone à forte vitesse dans la partie centrale du canal, une zone à écoulement perturbé avec des vitesses tantôt négatives et tantôt positives. Ce type d'écoulement est remarqué dans les régions proche des coins du canal comme indiqué sur la figure 3.21. La zone proche des parois latérales du canal et situés entre les zones à écoulement perturbé se caractérise par des vitesses faibles (Fig 3.21).

La vitesse moyenne dans le canal est de l'ordre de 0.03 m/s qui correspond à un débit qui varie de 0,059 à 0,06 m³/s soit 59 à 60 l/s, ceci converge avec la valeur du débit qui est fixée préalablement et mesurée par le débitmètre à ultrason.

Il est remarqué que la vitesse peut atteindre des grandes valeurs dans la partie centrale jusqu'à des valeurs de l'ordre de 1.6 m/s.

III.5. Conclusion

L'étude expérimentale de la répartition de la vitesse en amont du PK-Weir a montré que l'écoulement est essentiellement en fonction de la configuration géométrique du canal. De ce fait, la partie centrale qui se situe par devant le PK-Weir enregistre les plus grande vitesses de l'écoulement dans tous le canal. Les vitesses dans les parties des coins sont positives ou négatives et ne participe que peu dans l'écoulement sur le PK-Weir, ils peuvent être considérée en quelques sorte comme des zones mortes.

Conclusion générale

Conclusion générale

Le présent travail représente une contribution modeste à l'étude de la répartition des vitesses à l'amont d'un déversoir en touches de piano (PK-Weir).

L'étude bibliographique a montré que les déversoirs non rectilignes et en particulier le PK-Weir représentent une solution efficace pour l'évacuation des grands débits sous des faibles charges. Ils sont considérés comme la solution la plus rentable pour la réhabilitation des déversoirs existants. Ce type d'ouvrage a fait l'objet de plusieurs travaux de recherches dans le but de mieux comprendre son fonctionnement hydraulique et d'optimiser sa configuration géométrique.

La bibliographie a montré aussi que ce type de déversoir se caractérise par une forme de crête non rectiligne permettant d'augmenter la longueur du seuil d'une manière significative pour une largeur donnée. Par conséquent, la capacité d'évacuation augmente proportionnellement avec l'augmentation de la longueur du seuil. Cette configuration du seuil non rectiligne engendre un écoulement différent de celui d'un déversoir rectiligne.

Le PK-Weir représente la nouvelle génération des déversoirs non rectilignes, il peut être choisi pour les déversoirs existants ou nouveaux.

L'étude expérimentale avait pour objectif de déterminer la répartition des vitesses à l'amont d'un déversoir en touches de piano (PK-Weir). Pour ce faire, il était nécessaire d'adopter une méthode qui permet de prendre des mesures ponctuelles dans plusieurs endroits du canal d'essai. A cet effet, la surface concernée par les essais a été choisie être égale à 2,4 m x 4m. la surface qui en résulte a été divisée en maillage de forme carré de 30cm de côté. Les mesures de vitesse ont été réalisées sur chaque sommet des carrés. L'analyse des résultats des essais a montré que l'écoulement est essentiellement en fonction de la configuration géométrique du canal. De ce fait, la partie centrale qui se situe par devant le PK-Weir enregistre les plus grandes vitesses de l'écoulement dans tout le canal. Les vitesses dans les parties des coins sont positives ou négatives et ne participent que peu dans l'écoulement sur le PK-Weir, ils peuvent être considérés en quelque sorte comme des zones mortes.

Finalement, ce travail a permis d'aborder un sujet complexe qui demande plus de patience et un équipement adéquat pour avoir des résultats bien précis. Les résultats obtenus peuvent être considérés comme une base pour des travaux futurs.

LISTE DES REFERENCES

- Bazin H., Etude d'une nouvelle formule pour calculer le débit des canaux découverts, Mémoire n°41, Annales des ponts et chaussées, Vol.14, ser.7, 4ème trimestre, p.20-70, 1897
- Belaabed, F., Ouamane A., 2011. Contribution to the study of the Piano Key Weirs submerged by the downstream level. Labyrinth and Piano Key Weirs. pp. 89-95. ©2011 Taylor & Francis
- Bieri, M., Leite Ribeiro, M., Boillat, J.-L., and Schleiss, A.J. 2009. Réhabilitation de la capacité d'évacuation des crues – intégration de PK-Weir sur des barrages existants. Proc., Colloque CFBR-SHF, Dimensionnement et fonctionnement des évacuateurs de crues (CD-ROM), Paris France
- Blench T., A new theory of turbulent flow in liquids of small viscosity, Journal, Institution of Civil Engineers, London, Vol.11, n°6, p.611-612, April, 1939.
- Bouredji, S. 2012. Mémoire Magister en Hydraulique, Contribution à l'étude de l'effet des conditions amont sur l'écoulement du déversoir en touche de piano (PK-Weir), Biskra.
- CARLIER, M. 1980. Hydraulique générale et appliquée, Eyrolles, pp. 189-215
- Chi Hien, T., Thanh Son, H. and Ho Ta Khanh, M. 2006. Results of some "Piano Keys" weir hydraulic model tests in Vietnam. Proc., 22nd Congress of Large Dams, Question 87,
- Crookston, B.M., 2010. Labyrinth weirs. PhD thesis, Utah State University, Logan, Utah
- Falvey, H., 2003. Hydraulic design of labyrinth weirs. ASCE, Reston, Va flow of water in canals and rivers, Zeitschrift des Oesterreichischen Ingenieur und
- Ganguillet E., Kutter W.R., An investigation to establish a new général formula for uniform
- Hager W.H. & Schleiss J. 2009. Constructions Hydrauliques, Écoulements Stationnaires. Presses polytechniques et universitaires Romandes. Volume 15, 597 Pages.
- Hay, N. & Taylor, G. 1970. Performance and design of labyrinth weirs, Journal of the hydraulics division Proceedings of ASCE, Vol 96, N° 11, pp 2337-2357.
- Kabiri-Samani, A. & Javaheri, A. (2012). Discharge coefficients for free and submerged flow
- Laugier, F. 2007. Design and construction of the first Piano Key Weir (PKW) spillway at the Goulours dam. Hydropower & Dams, 14(5): 94–101.
- Ladreyt, S. & Laborie V. 2005. Notice sur les déversoirs, Centre d'Etudes Techniques Maritimes Et Fluviales (CETMEF), France, pp 21-71
- Le Doucen, O., Ribeiro, M.L., Boillat, J.-L., Schleiss, A. J. and Laugier, F. 2009. Etude paramétrique

Leite Ribeiro, M., Bieri, M., Boillat, J.L., Schleiss, A., Delorme, F. & Laugier, F. 2009. Hydraulic capacity improvement of existing spillways – Design of piano key weirs. 23rd ICOLD Congress.

LeiteRibeiro& al., 2012. Hydraulic design of a-type piano key weirs. *Journal of HydraulicResearch*. 50 (4), 400–408

Lempérière, F., and Ouamane, A. 2003. The Piano Keys weir: a new cost-effective solution for spillways. *Hydropower & Dams*, 7(5): 144–149

Lux III, F. & Hinchliff, D.L. 1985 Design and Construction of Labyrinth Spillways, 15th Congress on Large Dams, ICOLD, Vol. IV, Q59, R 15, pp. 249-274, Lausanne.

Machiels, O., Erpicum, S., Archambeau, P., Dewals, B. J. and Piroton, M. 2009b. Large scale experimental study of piano key weirs. Proc., 33rd Congress of IAHR (CD-ROM), Vancouver, Canada

Manning R., On the flow of water in open channels and pipes, Transactions, Institution of Civil engineers of Ireland, Vol.20, p.161-207, Dublin, 1891.

Ouamane A., Lempérière F., 2006. Amélioration de la forme des déversoirs en labyrinthe pour l'évacuation des grands débits. Séminaire National sur les ressources en eaux et leurs utilisations, Centre Universitaire Khemis Meliana.

Ouamane A., Lempérière F., 2006. Design of a new economic shape of weir. International Symposium on Dams in the Societies of the XXI Century. Barcelona, Spain, pp. 463-470 ©2006 Taylor & Francis.

Ouamane A., 2006. Hydraulic and Costs data for various Labyrinth Weirs. Q 84, 22ème Congrès International des Grands Barrages. Barcelona. Spain,

Powell R.W., Résistance to flow in rough channels, Transactions, American Geophysical Union, Vol.31, n°4, p.575-582, August, 1950.

Taylor, Geoffrey (1968) The performance of labyrinth weirs. PhD thesis, University of Nottingham.

Vermeulen, J., Laugier, F., Faramond, L. and Gille, C. 2011. Lessons learnt from design and construction